

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Technische Universität Braunschweig

Arbeitsbericht 1984 - 1986

Teil I: Allgemeine Angaben

Projektbereich A

Projektbereich D

Braunschweig, im Dezember 1987



1. Allgemeine Angaben zum Sonderforschungsbereich 148	1 / I/A
1.1 Wissenschaftliche Entwicklung des SFB 148 "Brandverhalten von Bauteilen"	1 / I/A
1.2 Stellung innerhalb der Hochschule	7 / I/A
1.3 Förderung der Lehre und des wissenschaftlichen Nachwuchses	8 / I/A
1.4 Alphabetische Liste der im SFB beteiligten Wissenschaftler	9 / I/A
1.5 Aktivitäten des SFB 148	11 / I/A
1.5.1 Interne Aktivitäten	11 / I/A
1.5.2 Externe Aktivitäten	11 / I/A
1.5.3 Öffentliches Abschlußkolloquium	12 / I/A
 2. <u>Projektbereich A</u> "Bauteile"	 15 / I/A
<u>Teilprojekt A1</u> "Brandverhalten von Stützen und Wänden im Zusammenhang mit biegebeanspruchten Bauteilen"	 25 / I/A
A1 - 1 Stahlbauteile unter Brandeinwirkung	28 / I/A
A1 - 2 Brandverhalten von Stahlbeton- und Stahlstützen mit Berücksichtigung praxisgerechter Stützen/Riegel-Verbindungen.	45 / I/A
A1 - 3 Brandversuche an Stahlbeton- und Verbundstützen	81 / I/A
A1 - 4 Versuche an zweiachsig beanspruchten Stahlbetonstützen unter Brandbeanspruchung	101 / I/A
A1 - 5 Brandversuche an wendelbewehrten Stützen (umschnürte Druckglieder)	131 / I/A
A1 - 6 Mathematische Modellierung des Verformungsverhaltens von Festbeton unter Brandbeanspruchung	145 / I/A
A1 - 7 Experimentelle und rechnerische Untersuchungen des Brandverhaltens dehnbehinderter Stahlbetonstützen	187 / I/A
A1 - 8 Tragverhalten von Druckgliedern bei natürlichen Bränden	211 / I/A
A1 - 9 Gesamtverformung der Großbeton-Probekörper im Brandfall.	250 / I/A
A1 - 10 Spannungs/Dehnungs-Linien zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Konstruktionsbauteilen unter Feuerangriff	264 / I/A

A1 - 11 Spannbetonbauteile unter Brandbeanspruchung - Versuche und theoretische Begleitung -	326 / I/A
---	-----------

<u>Teilprojekt A2</u> "Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton	375 / I/B
--	-----------

A2 - 1 Brandversuche an quadratischen Stahlbeton- platten; Grundgedanke, Durchführung und Oberblick	380 / I/B
A2 - 2 Brandversuche an Stahlbetonplatten zum Einfluß des Bewehrungsgehalts auf das Tragverhalten . .	410 / I/B
A2 - 3 Der Einfluß des Grades einer Dehnbehinderung auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten. .	431 / I/B
A2 - 4 Der Einfluß der Belastung auf das Brandverhal- ten von Stahlbetonplatten	450 / I/B
A2 - 5 Pilotversuche zum Brandverhalten von Stahlbe- tonplatten unter besonderen Versuchsbedingungen	475 / I/B
A2 - 6 Brandversuche zum Durchstanzen von Flachdecken	520 / I/B
A2 - 7 Parameterstudie zum Trag- und Verformungsver- halten partiell beflammer Stahlbetonplatten. .	559 / I/B
A2 - 8 Weiterentwicklung des FE-Programms PLAFEU zur Berechnung von Stahlbetonplatten im Brand . . .	588 / I/B
A2 - 9 Die Behandlung des Platten-Scheiben-Problems mit ADINA; ein Erfahrungsbericht	633 / I/B
A1/2-1 Ein Beitrag zur Frage der mittragenden Platten- breite eines Plattenbalkens im Brandfall . . .	663 / I/B
A1/2-2 Analyse brandbeanspruchter ebener Rahmentrag- werke - ein Beitrag zum definierten Objekt- schutz	702 / I/B

<u>Teilprojekt A3</u> "Berechnung brandbeanspruchter Bauteile"	731 / I/B
--	-----------

3. <u>Projektbereich D "Sicherheit"</u>	769 / I/B
---	-----------

<u>Teilprojekt D1</u> "Sicherheitstheoretische Untersuchungen zur Versagenswahrscheinlichkeit von brandbeanspruchten Bauteilen bzw. Bau- werksabschnitten.	769 / I/B
---	-----------

Inhalt Teil II

Seite

<u>Projektbereich B</u>	<u>"Baustoffe"</u>	<u>1</u>
Teilprojekt B3	"Hochtemperaturverhalten von Festbeton" . .	5
Teilprojekt B4	"Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen"	237
Teilprojekt B6	"Veränderung der Struktur und der Eigen- schaften des Zementsteins infolge Ein- wirkung erhöhter Temperatur"	299
Teilprojekt B7	"Chemische Einwirkung korrosiver Brandgas- bestandteile auf Stahlbeton	305
<u>Projektbereich C</u>	<u>"Thermische Prozesse"</u>	
Teilprojekt C3	"Natürlicher Brand - seine Einflußparameter in kleinen und großen Brandräumen"	349
Teilprojekt C3-1	"Der natürliche Brand - Brandversuche in großen Brandabschnitten"	355
Teilprojekt C3-2	"Rechnerische Behandlung von Großbrandver- suchen mit Wärmebilanzprogrammen".	483

Sonderforschungsbereich 148
- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt A 2 - Brandverhalten von Flächentragwerken, insbesondere
Deckenkonstruktionen aus Stahlbeton und Spannbeton

Beteiligte Wissenschaftler: Dr.-Ing. Haksever
Dipl.-Ing. Kiel
Prof. Dr.-Ing. Kordina
Dipl.-Ing. Krampf
Dipl.-Ing. Richter
Dipl.-Ing. Wehling
Dr.-Ing. Wesche
Dipl.-Ing. Wiese

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1984 - 1986

Bezug: Förderungsanträge 1974, S. 51 - 65
1977, S. 65 - 89
1980, S. 1 - 20
1983, S. 67 - 81 und 89 - 100

Das Teilprojekt A 2 hat mit Ablauf des Jahres 1986 seine Arbeiten beendet. Es wurde seit 1973 gefördert, mußte sich in den ersten Jahren jedoch auf rechnerische Voruntersuchungen beschränken und konnte erst 1980 eine Versuchsanlage in Betrieb nehmen, um die theoretischen Arbeiten experimentell zu unterstützen.

Vorgelegt wird hier der Bericht über die Tätigkeiten in den Jahren 1984 - 1986. Ein abschließender Gesamtbericht wird folgen. Eine umfangreiche detaillierte Versuchsdokumentation steht Interessenten auf Anforderung beim Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig zur Verfügung. Es wird davon abgesehen, sie diesem oder dem Schlußbericht beizufügen, da sie von begrenztem Interesse sein dürfte und den Umfang der Veröffentlichungen sprengen würde.

Der vorbeugende bauliche Brandschutz nach DIN 4102 geht bisher weitgehend von der Betrachtung von Einzelbauteilen aus und läßt die wechselseitige Einwirkung benachbarter Bauteile aufeinander im Regelfalle außer acht. Durch die Erwärmung infolge Brandbeanspruchung treten aber Dehnungen und Verdrehungen des Bauteils auf, die nur in den seltensten Fällen unbehindert sind. Vielmehr ist mit dem Einfluß der Nachbarbauteile fast immer eine Verformungsbehinderung gegeben, die das Brandverhalten erheblich verändern kann.

Ziel der Arbeiten im Teilprojekt A 2 war es, auf zwei Wegen, dem theoretisch-rechnerischen und dem experimentellen, die sich gegenseitig anregen und beeinflussen sollten, das Verhalten von Deckenkonstruktionen, die monolithisch in ein Bauwerk eingegliedert sind oder doch durch umgebende Bauteile an ihrer Verformung gehindert werden, unter Brandbeanspruchung zu studieren.

Für die experimentellen Untersuchungen stand seit 1980 eine Großversuchsanlage zur Verfügung, in der flächenartige Bauteile praxisnaher Größe unter vertikalen Gebrauchslasten und horizontalen Zwängungen, die nach rechnerischer Ermittlung vorgegeben und mittels hydraulischer Pressensysteme simuliert wurden, Brandversuchen unterzogen wurden. Die Versuchsreihen wurden so angelegt, daß sie für sich allein stehend aussagekräftige, verallgemeinernd interpretierbare Ergebnisse lieferten. Vor allem jedoch dienten sie dazu, die theoretisch-rechnerischen Arbeiten zu stützen; dementsprechend wurden die zu variierenden Parameter ausgewählt.

Beim Entwurf und Bau der Versuchsanlage war davon auszugehen, daß die Synchronsteuerung der Horizontalpressen von Hand zu geschehen hatte; an eine Steuerung mittels Prozeßrechner, wie sie später doch möglich wurde, war aus finanziellen Gründen nicht zu denken. Das zwang dazu, die Pressenanzahl auf ein Minimum zu beschränken: durch sechs Pressen und sechs Widerlager wurden die Horizontalverformungen von quadratischen Platten an insgesamt 12 Krafteinleitungspunkten, verteilt auf den Plattenumfang von rd. 20 m, behindert. Diese Kraftkonzentration zwang dazu, die Prüfkörper mit Randbalken zu versehen, durch die eine Kraftverteilung ermöglicht wurde. Mit den Randbalken wurde die Betonmasse in den Randbereichen erhöht, wodurch die dort ohnehin etwas langsamere Erwärmung des Plattenquerschnitts (völlig homogene Wärmebeaufschlagung ist wegen der Konzentration der Wärmequellen - Brenner - und wegen der wirksamen Masse der Brandraum-Umfassungsbauteile nicht möglich) weiter verzögert wurde.

Selbstverständlich gehen die Abmessungen einer Stahlbetonplatte im Auflagerbereich nicht gegen 0. Daher waren der wahre Drehpol der Endrotation und die wahre Verschiebungsebene der thermischen Verlängerung der Prüfkörper nicht identisch mit den entsprechenden ideellen Punkten bzw. Ebenen des statischen Systems. Darüber hinaus war der Drehpol (Gelenk) der Horizontalpressen um das Maß der Pressenfüße von der Kontaktfläche zwischen Prüfkörper und Presse abgerückt.

Dadurch wurde die wahre Wirkungsebene der dehnbehindernden Zwangskräfte im Versuchsverlauf gegenüber der ideellen verdreht und verschoben.

Diese nicht vermeidbaren Imperfektionen bei der Versuchsdurchführung und ihr Einfluß auf die Ergebnisse sind u.a. Gegenstand der Teilberichte über den experimentellen Teil der Arbeiten des Teilprojekts A 2 in den Jahren 1984 - 1986, insbesondere von A 2-1, und außerdem werden sie in der Dissertation Wiese, die zur Zeit entsteht, behandelt. Es stellte sich heraus, daß sie weitgehend tolerabel, in Extremfällen aber nicht vernachlässigbar sind.

In den Teilberichten A 2-1, -2, -3 und -4 wird aber neben der Gesamtübersicht über das Versuchsprogramm mit quadratischen Stahlbetonplatten, der Beschreibung der Versuchskörper, der Versuchsvorbereitung, des Meßprogramms und der Versuchsdurchführung vor allem eine Versuchsauswertung vorgenommen. Die Bewertung der Einflüsse Bewehrungsgehalt (Feldbewehrung) - Grad der Dehnbehinderung - Vertikalbelastung steht dabei im Vordergrund.

Eine Parameterstudie zum Brandverhalten von Stahlbetonplatten wird im Teilbericht A 2-7 vorgelegt. Hier wird das, was experimentell durch eine verformungsbehinderte quadratische Einfeldplatte simuliert wurde, rechnerisch erweitert auf ein Plattensystem von $3 \cdot 3 = 9$ quadratischen, monolithisch verbundenen Plattenfeldern. Variiert und kombiniert wurden die Parameter Vertikalbelastung (Vollast oder Schachbrettlast) - Betongüte - Bewehrungsgehalt (Feldbewehrung) - Beflammung (Einheitstemperaturbrand nach DIN 4102 Teil 2 in nur einem oder in allen Feldern).

In den Teilbeiträgen A 2-5 und -6 wird über Brandversuche berichtet, die von dem selbstgewählten Standard der Grundlagenversuche abweichen. Es handelte sich auf der einen Seite um thermische, auf der anderen Seite um mechanische Randbedingungen, die variiert wurden und mit deren Hilfe das Feld der nach Abschluß des Sonderforschungsbereichs 148 noch erforderlichen Untersuchungen abgesteckt werden sollte. Als neue thermische Randbedingung wurde der Temperaturentwicklung gemäß DIN 4102 Teil 2 eine Schwelbrandphase vorgeschaltet. Als Varianten der mechani-

schen Randbedingungen wurden in einem Versuch die Simulationspressen ersetzt durch einen wirklichen "kalten" Plattenrandbereich, und in weiteren Versuchen wurden die Linienlager der Platten durch Punktlager ersetzt.

Zum Fragenkreis, der offenblieb und dessen Bedeutung durch die letztgenannten Versuche bestätigt wurde, dem "Trag- und Verformungsverhalten punktförmig gestützter Platten bei Normbrandbeanspruchung" gewährt die Deutsche Forschungsgemeinschaft dem Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig inzwischen eine Sachbeihilfe.

Die zutreffende theoretische Beschreibung und numerische Lösung des Problems des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonplatten unter Brandeinwirkung war auch im Berichtszeitraum einer der Arbeitsschwerpunkte.

Das Teilprojekt A 2 hat es jedoch nicht als Selbstzweck angesehen, eigene aufwendige Computer-Programme zur Bewältigung der theoretisch-rechnerischen Aufgaben zu entwickeln. Vielmehr wurden auch fremde Programme, zu denen Zugriff zu erlangen war, auf ihre Eignung untersucht. Insbesondere bot sich das Programm ADINA dazu an. In A 2-9 wird über dessen Prüfung berichtet, die leider zu negativem Ergebnis führte. Das aufgrund dieser Erfahrung im Teilprojekt A 2 entwickelte Programm FIPSE fehlt hier. Es wird in der Dissertation Kiel beschrieben und gewertet.

Außerdem wurde das FE-Programm PLAFEU zur Berechnung von Stahlbetonplatten im Brand weiterentwickelt. Diese Arbeiten sind im Beitrag A 2-8 beschrieben. Es sei hier darauf aufmerksam gemacht, daß die Erkenntnisse des Teilprojekts B 3 zum Hochtemperaturverhalten von Beton unter zweiachsigem Druck eingearbeitet werden konnten und sich als hilfreich erwiesen.

Brandversuche an quadratischen Stahlbetonplatten

- Grundgedanke, Durchführung und Überblick -

von

Dipl.-Ing. Jürgen Wiese

Inhalt

1. Einleitung
2. Versuchsprogramm
 - 2.1 Übersicht über die Prüfkörper
 - 2.2 Übersicht über die Versuchsparameter
3. Auflagerbedingungen, Realisierung der Dehnbehinderung
 - 3.1 Allgemeines
 - 3.2 unplanmäßige Eigenbewegung der Horizontalpressen
 - 3.3 die Dehnbehinderung am festgehaltenen Rand
4. Versuchsablauf
 - 4.1 Allgemeines zur Versuchsdurchführung
 - 4.2 künstliche Alterung der Probekörper
 - 4.3 Meßelemente und Meßwerterfassung
5. Zusammenfassung

1. Einleitung

Ein Brand in einem großflächigen, mehrstöckigen Gebäude ereignet sich i.a. im Bereiche von räumlich begrenzten Abschnitten. Darum wird lediglich ein Teil der Gesamtkonstruktion direkt vom Feuer betroffen, und die restlichen Bauelemente bleiben praktisch kalt (Bild 1.1). Die Begrenzung der Brandausbreitung kann gegeben sein durch die Verteilung der Brandlasten, durch konstruktive Maßnahmen des baulichen Brand-schutzes oder auch durch Feuerlöschmaßnahmen.

Wegen der örtlichen Begrenzung der Brände und der meist monolithischen Bauweise bei Stahlbetonbauwerken werden einerseits die direkt beflam-mten Bauteile gezwängt und somit anders beansprucht als in den Norm-brandversuchen, andererseits erfahren die nicht erwärmten Bauteile Zwangbeanspruchungen aus dem Verformungsbestreben der heißen Teile. Seit langem ist dieser Zusammenhang der Fachwelt bekannt und wird seit Beginn der 70er Jahre sowohl experimentell als auch rechnerisch unter-sucht /2/. Im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" wurden wissenschaftliche Untersuchungen zu den Fragen:

- wie weit reichen Verformungs- und Krafteinflüsse
von lokalen Bränden in die kalten Bereiche hinein?
- wovon hängt die Größe der Zwangkräfte ab, und
welche Werte können sie maximal annehmen?

durchgeführt.

Dazu sind verschieden große Gesamtflächen mit an unterschiedlichen Stellen angeordneten beflamten Teilflächen rechnerisch mit einem Scheibenmodell untersucht worden /1/. Im weiteren Verlauf der For-schungsarbeiten wurde das Biegeverhalten in die rechnerischen Unters-uchungen einbezogen. Zur Absicherung dieser theoretischen Arbeiten wa-ren umfangreiche experimentelle Arbeiten notwendig. Leider sind die physikalischen, thermischen und mechanischen Abläufe so vielgestaltig, daß kein Modellgesetz gefunden werden kann, um Meßergebnisse von Kleinversuchen auf große Geometrien sicher zu übertragen. Es besteht also die Notwendigkeit, das Verhalten von Stahlbetonbauteilen im Brand an Prüfkörpern im Originalmaßstab 1:1 zu studieren.

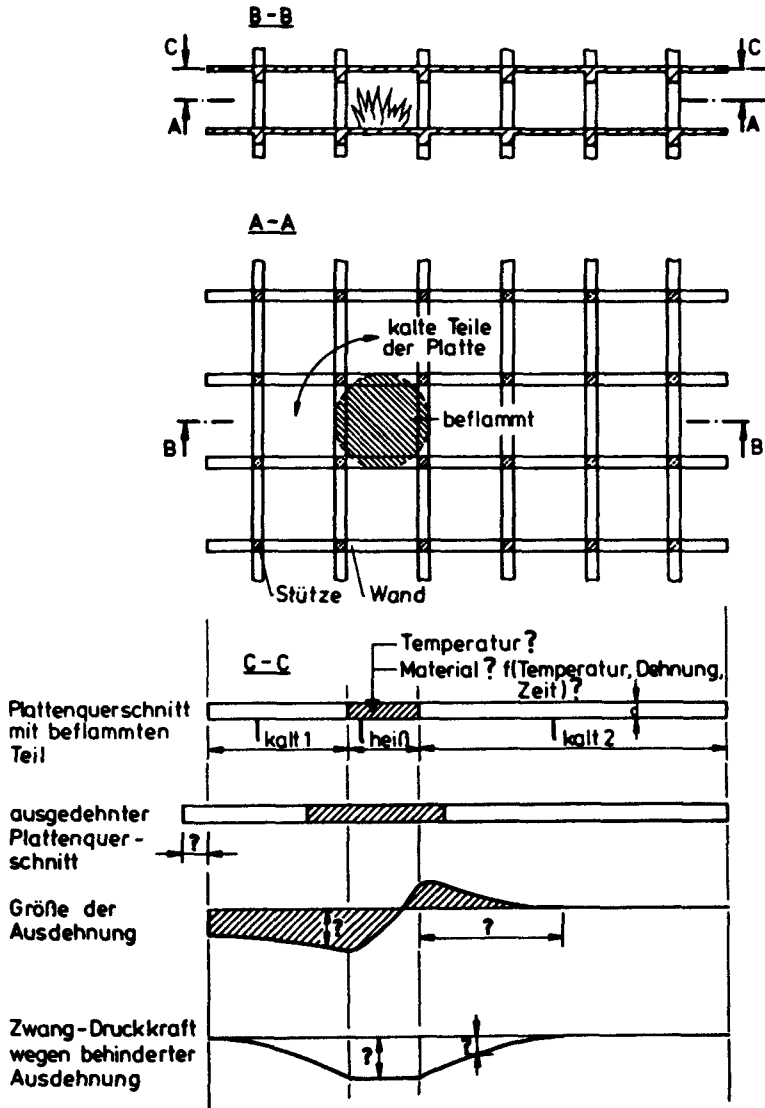


Bild 1.1: Partiiell brandbeanspruchte Platte
Auswirkungen des Feuers

Über dem Interesse an dem Verhalten einer einzelnen Platte steht das Ziel, Aussagen über das Zusammenwirken größerer Abschnitte in einem Gesamtbauwerk machen zu können. Ein Schwerpunkt dieser Untersuchungen ist es, die an den brandbeanspruchten Teil einer Deckenkonstruktion anschließenden kalten Umgebungsteile mit in die Untersuchungen einzubeziehen. Dazu wird die freie Verformbarkeit der Bauteilränder gezielt eingeschränkt.

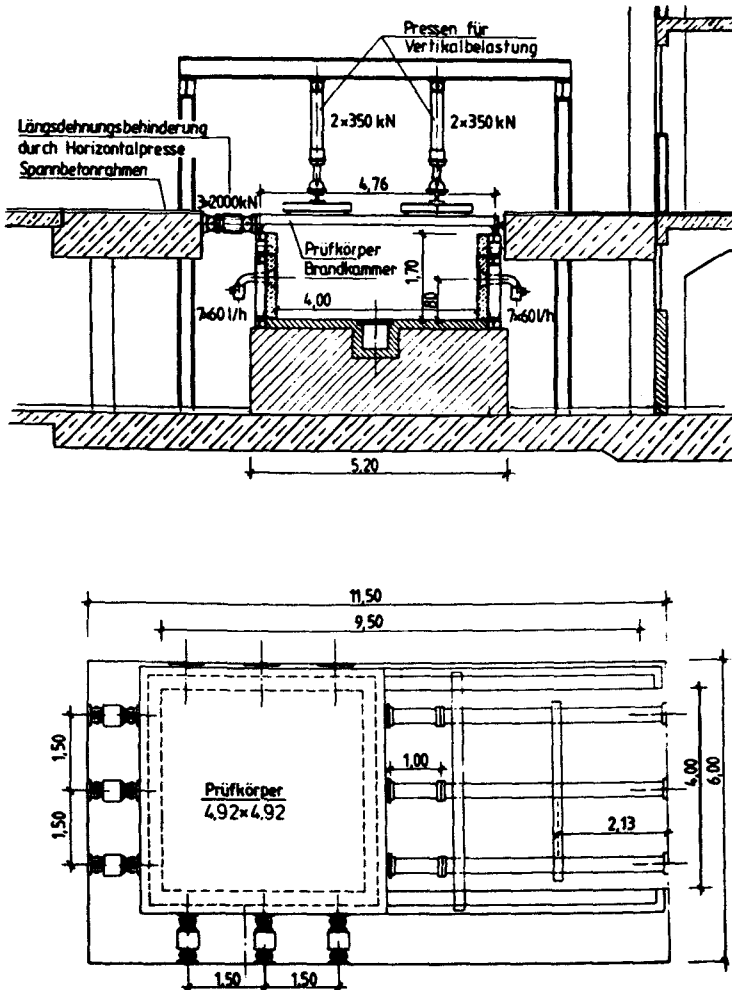


Bild 1.2: Versuchsstand zur Untersuchung von brandbeanspruchten Platten mit Verformungsbehinderung im Querschnitt und Grundriß

Für das Studium des Einflusses von Zwängungen auf das Biegeverhalten von Platten sind Brandversuche unter definierten Randbedingungen auch hinsichtlich von Dehn- und Rotationsbehinderungen notwendig. Speziell für diesen Zweck ist ein Prüfstand errichtet und in Betrieb genommen worden /3/. Die freie Rotation und Ausdehnung der Plattenränder kann dort mit weggesteuerten horizontal angeordneten Pressen gezielt behindert werden (Bild 1.2).

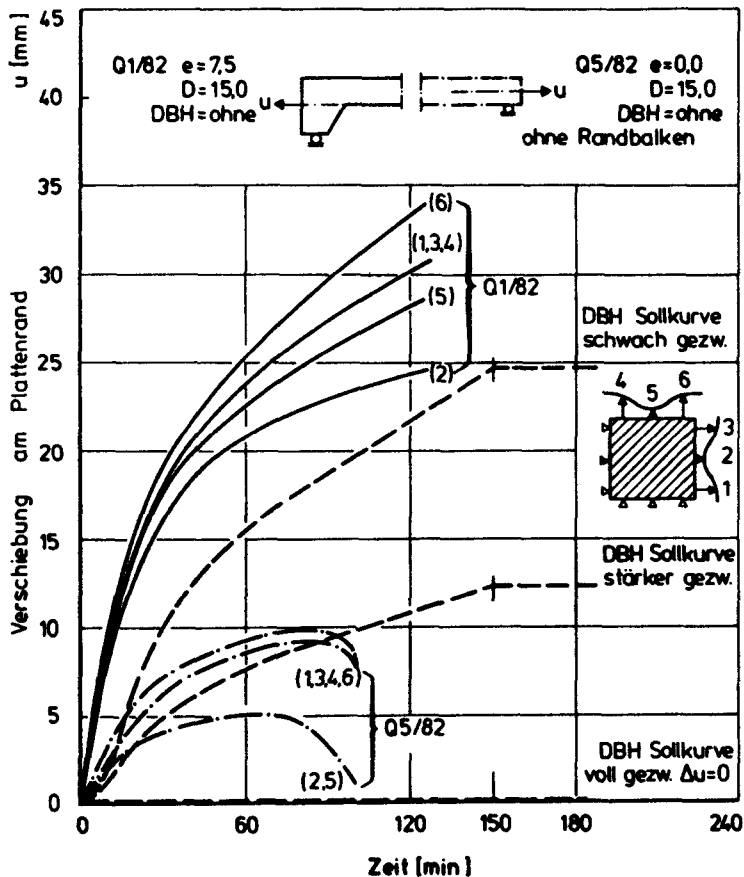


Bild 1.3: Horizontale Randverschiebungen, Meßwerte von unbehinderten Platten und Sollkurven für dehnbehinderte Platten

Wegen des großen Platzbedarfes der Platten, der erforderlichen Lagerungsdauer (mindestens 6 Monate) und der hohen Kosten konnten nur ca. 6 Versuche durchschnittlich pro Jahr gefahren werden. Erkenntnisse aus den abgeschlossenen Versuchen wurden bei der Festlegung der Versuchsparameter neuer Versuche berücksichtigt. Die niedrige Versuchszahl zwang zu einer Gewichtung der möglichen Forschungsziele. Priorität erhielten die Parameter

- Grad einer Dehnbehinderung bei maximaler Ausmitte
- Bewehrungsmenge im Feldbereich
- Größe der Auflast

Mit wenigen Versuchen sind die Einflüsse von

- Bauteilabmessungen (Dicke, Seitenverhältnis)
- Brandentwicklung
- Lagerungsbedingungen
- kontinuierlichen Verformungsbehinderungen am Rand

untersucht worden.

Im Bild 1.3 sind Randverschiebungen von zwei ungezwängten Standardplatten der Größe 4,92 m x 4,92 m eingetragen. Man erkennt deutlich, daß in Randmitte kleinere Werte gemessen wurden als in den Eckbereichen. Zusätzlich dazu zeigt das Bild diejenigen horizontalen Wege, die in den Versuchen mit Dehn- und Rotationsbehinderung zugelassen werden. Die später verwendete Terminologie "schwach gezwängt" und "stärker gezwängt" bezieht sich auf diese Sollkurven. Ebenfalls wird der Höhenlagen-Einfluß des Meßpunktes auf den gemessenen Wert sichtbar (aus der Rotation des Querschnitts).

Im Versuchsprogramm ist diese Dehnbehinderung sowohl größenmäßig als auch in der Lage, bezogen auf die Plattenmitte, variiert worden. Dem Einfluß einzelner Pressen ist speziell an zwei Versuchen nachgegangen worden. In den meisten Fällen wurde die Dehnbehinderung auf Höhe des unteren Plattenspiegels am Randbalken angesetzt, um eine hohe Realitätsnähe zu gewährleisten.

Durch die Beflammung von unten hat das Plattenfeld das Bestreben, sich nach unten durchzubiegen. An Auflagerlinien und den Grenzlinien zwischen kalten und heißen Bereichen wird diesem Bestreben ein Widerstand entgegengestellt, dessen Größe abhängt von den Steifigkeiten der Grenzquerschnitte und der umgebenden Bauteile. In den Querschnitten über Linienauflagern entstehen Zwangsmomente bis maximal zur Größe der plastischen Momente, die oben Zugspannungen und unten Druckspannungen erzeugen. Wenn zusätzlich Druckkräfte vorhanden sind, dann wandert die Resultierende der Druckspannungen während der Branddauer schneller nach oben als dies allein aus der thermisch bedingten Abnahme der Betonfestigkeit auch bei reiner Momentenbeanspruchung aus Zwang der Fall ist. Mit tiefsitzenden Pressen wird die Zwangdruckkraft im Versuch in einer Höhenlage in den Randquerschnitt eingeleitet, die den wirklichen Verhältnissen im monolitischen Bauteil recht nahe kommt.

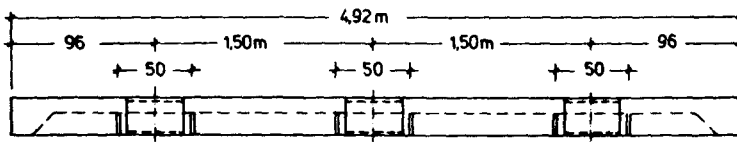
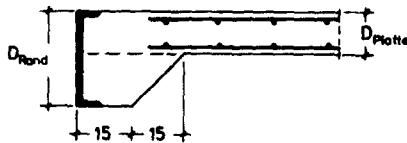
Der Einfluß der Pressenexzentrizität wurde im Versuchsprogramm experimentell untersucht.

Außer diesen geometrischen Randbedingungen sind bei den Versuchsreihen die ständig wirkende Auflast auf die Platten in Größe und Stellung sowie die Dicke und Bewehrung der Platten variiert worden.

2. Versuchsprogramm

2.1. Beschreibung der Prüfkörper

Es handelt sich um quadratische Stahlbetonplatten. Die Seitenlänge beträgt 4,92 m, die Solldicke 15,12 und 10 cm. Der zur Einleitung der horizontalen Zwangkräfte erforderliche umlaufende 15 cm breite Randbalken ist unter 45° angevoutet und 30 cm bzw. 26 cm stark. Lediglich die Platte Q 5/82 wurde ohne umlaufenden Randbalken ausgeführt. An den Auflagerpunkten sind stehende U-Eisen eingebaut, um die örtlich hohen Zwangdruckkräfte verformungsarm einzuleiten (Bild 2.1), denn hier wurde auch die horizontale Zwängung angesetzt. Auf der Rollenwiderlagerseite werden diese U-Eisen sogar durch außen angeschweißte 2 cm dicke Zusatzbleche verstärkt!

AnsichtSchnittBild 2.1: Plattenansicht

Randausbildung und Krafteinleitungspunkte

Die unterliegende Bewehrung besteht aus durchlaufenden Q-Matten BSt 500/550 RK. Oben werden Q-Matten so verlegt, daß in Plattenmitte ein quadratisches Feld von 1,92 m x 1,92 m unbewehrt bleibt (Bild 2.2). Die Länge der oberen Bewehrung entspricht der Momentendeckung unter Gebrauchsbeanspruchung. Bei der Platte Q 5/83 ist die Bewehrung auch oben durchlaufend.

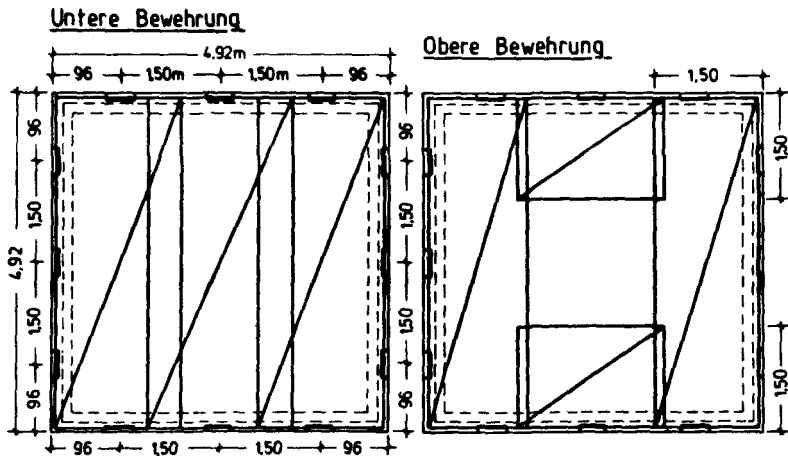


Bild 2.2: Typische Bewehrungsführung
Geschweißte Betonstahlmatten BST 500/550 RK

Zur Aufnahme von Spaltzugkräften sind in den Randbalken Baustahlstäbe aus BSt 420/500 RU bzw. RK so verlegt, daß sie an den Plattenecken enden, um diese möglichst nicht auszusteifen. Bei allen Platten ab einschließlich Q 1/83 sind in den Beton der Randbalken von unten bis zur Höhe des Plattenspiegels Zellstoffscheiben mit einbetoniert, um die Steifigkeit des Randbalkens zu verringern. Über den Einfluß des Randbalkens ohne diese Voutenabschalung gibt der Vergleich der Versuche Q 1/82 mit Q 5/82 Auskunft (siehe Tab. 2.2 und Tab. 2.3).

Spalte	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Kenngröße	W15 ^{*)} B _{M,20}	W15 B _{M,V}	W15 B _{M,V,TH}	Zyl. B _{p,V}	Balken B _{p,V}	Zylinder B _{p,V,TH}	Balken B _{p,V,TH}	Zyl. B _{p,V,TH}	Balken B _{p,V,TH}	Zyl. B _{p,V,TH}	Balken B _{p,V,TH}	Zyl. B _{p,V,TH}	Balken B _{p,V,TH}	W	Alter
Einheit	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	Gew.-%	Tage
Platte															
Q 1/82	47,7	50,5	44	44	-	37,0	-	21,0	-	25,85	-	5,34	-	2,4	223
Q 3/82	-	48,3	-	41,3	-	-	-	-	-	25,97	-	5,53	-	-	186
Q 4/82	32,7	36,0	37	34,0	-	36,0	-	25,1	-	23,5	-	4,89	-	0,63	174
Q 5/82	31,3	33,0	30	32,0	-	28,0	-	18,9	-	22,83	-	4,10	-	1,73	136
Q 1/83	41,7	39,5	40	38,0	30,0	34,0	27,0	18,8	19,55	24,25	23,3	4,53	-	0,15	230
Q 2/83	33,3	35,0	-	30,0	29,0	-	25,5	-	17,7	20,7	24,4	4,30	-	0,55	240
Q 3/83	34,7	31,5	33	28,0	26,0	25,0	23,0	17,5	22,85	23,7	29,65	5,07	-	0,43	224
Q 4/83	38,0	31,0	32	28,0	30,0	24,0	-	-	-	-	24,6	4,79	3,55	0,84	224
Q 5/83	34,67	32,0	29,67	30,5	32	24	25,33	17,95	20,85	21,6	25,15	4,18	3,31	1,63	159
Q 6/83	44,33	37,67	33,67	31,5	35	26	28,33	19,75	22,2	22,8	27,3	4,28	3,56	2,08	155
Q 7/83	35,0	34,67	27,3	30,5	33,67	27,5	28,67	21,8	22,1	23,8	25,0	4,19	3,60	2,24	141
Q 8/83	42,3	42,67	38	40,5	38,3	34,5	30,67	21,05	22,65	24,4	25,5	3,94	3,32	2,93	133
Q 9/83	39,3	38,67	32,67	36	34	30	29,3	21,95	23,35	23,9	26,8	4,4	3,27	3,16	126
Q 1/84	38,67	-	38,33	-	35,0	30,5	31,0	21,75	23,85	-	24,75	4,5	4,74	-	147
Q 2/84	41,0	40,0	33,67	31,0	32,33	31,5	30,0	20,4	23,35	22,85	25,05	4,17	4,72	-	143
Q 3/84	50,33	43,67	40,33	39,0	34,67	33,5	30,67	24,55	22,90	29,1	27,2	3,99	4,16	-	145
Q 4/84	50,33	50,67	45,0	-	42,33	44,0	40,0	27,6	27,25	26,35	27,2	3,37	5,16	-	140
Q 5/84	52,67	50,33	44,67	47,25	44,0	40,5	38,6	22,85	25,33	25,8	27,3	4,86	4,89	-	171
Q 6/84	43,33	44,67	35,33	40,25	37,0	32,0	27,0	21,45	22,3	27,0	26,1	4,31	4,21	-	171
Q 7/84	57,0	57,0	50,67	53,25	46,5	48,0	42,3	28,95	28,6	28,10	30,8	3,93	4,96	-	171
Q 8/84	56,0	55,33	52,0	48,5	46,0	44,5	42,7	25,7	27,5	25,05	28,9	4,41	4,87	-	171
Q 1/85	43,6	42,0	37,0	29,5	31,5	29,8	25,2	23,0	23,0	22,6	25,3	3,20	-	-	198
Q 2/85	48,3	40,0	37,6	36,5	34,6	32,7	30,3	23,0	24,25	23,1	23,9	4,11	4,39	-	198
Q 3/85	-	39,7	34,7	35,0	35,6	30,0	30,0	22,2	23,9	25,85	28,9	3,87	4,67	-	175

*) 7 Tage im Wasser gelagert

Tab. 2.1: Festbetoneigenschaften

W = Würfel, Zyl = Zylinder, v = zum Versuch,

TH = nach dem Trocknen

Platten- bezeich- nung	Soll- dicke cm	Exzentri- zität e/D	Grad der DBH	Belastung durch Pressen Zahl der Einleitungs- punkte		Randbalken	Eckfesthaltung
Q 1/82	15	1/2	ohne	145	16	ungeschlitzt	elastisch
Q 3/82	15	1/2	schwächer	145	16	ungeschlitzt	elastisch
Q 4/82	15	1/3	voll	240	16	geschlitzt	starr
Q 5/82	15	0	ohne	145	16	ohne	starr
Q 1/83	15	1/6	voll	260	16	geschlitzt	starr
Q 2/83	15	1/3	voll	-	-	geschlitzt	starr
Q 3/83	15	1/2	voll	260	16	geschlitzt	starr
Q 4/83	15	1/2	voll	220	4	geschlitzt	starr
Q 5/83	10	1/2	voll	220	16	geschlitzt	starr
Q 6/83	10	1/2	voll	145	16	geschlitzt	starr
Q 7/83	10	1/2	voll	86	16	geschlitzt	starr
Q 8/83	10	1/2	schwächer	145	16	geschlitzt	starr
Q 9/83	10	1/2	stärker	145	16	geschlitzt	starr
Q 1/84	12	1/2	schwächer	145	16	geschlitzt	starr
Q 2/84	12	1/2	stärker	220	16	geschlitzt	starr
Q 3/84	12	1/2	stärker	86	16	geschlitzt	starr
Q 4/84	12	1/2	schwächer	220	16	geschlitzt	starr
Q 5/84	12	1/2	stärker	86	16	geschlitzt	starr
Q 6/84	12	1/2	schwächer	220	16	geschlitzt	starr
Q 7/84	12	1/2	stärker ¹⁾	86	16	geschlitzt	starr
Q 8/84	12	1/2	schwächer ²⁾	145	16	geschlitzt	starr
Q 1/85	12	1/2	voll	145	16	geschlitzt	starr
Q 2/85	12	1/2	voll	145	16	geschlitzt	starr
Q 3/85 ³⁾	15	-	ohne	100	16	ohne	ohne

1) Nur die äußeren Pressen waren zwingend eingesetzt.

2) Nur die mittleren Pressen waren zwingend eingesetzt.

3) An den vier Eckpunkten gelagert.

Tab. 2.2: Übersicht über die wesentlichen Versuchsparameter

Für alle Platten wurde der gleiche Fertigbeton bei derselben Fertigbetonfirma verwendet. Laut Lieferprogramm handelt es sich dabei um einen Beton mit folgenden Eigenschaften:

Betonfestigkeitsklasse	B 25
Größtkorn	16 mm
Zement	PZ 35 F
Sieblinie	A/B
Wassergehalt	185 l/m ³
Zementgehalt	277 kg/m ³
W/Z-Wert	0,67
Zuschlag	1820 kg/m ³

Die gemessenen Festbetoneigenschaften jeder Platte sind in Tabelle 2.1 aufgelistet.

2.2. Übersicht über die Versuchsparameter

Eine Übersicht über die wichtigsten Versuchsparameter gibt die Tabelle 2.2. Variierte Parameter sind der Grad und die Lage der Dehnbehinderung sowie Größe und Stellung der ständigen Vertikallast.

Aus der Tabelle 2.3 geht hervor, welche Versuche sich lediglich in einem Parameter unterscheiden, und welcher Parameter das ist. Die Auswertung hinsichtlich isolierter Einflußfaktoren geschieht nach dieser Übersicht. Die Tabelle enthält nur vierseitig liniengelagerte Quadratplatten, die gemäß der ETK (DIN 4102, Teil 2) beflammt worden sind.

	1982	1983	1984	
	1 3 5	1 2 4 6 8	1 2 4 6 8	
1982	1 2 3 4 5	1 2 3 4 5 6 7 8 9	1 2 3 4 5 6 7 8	1 3 5
1983	1 2 3 4 5 6 7 8 9	1 2 3 4 5 6 7 8 9	1 2 3 4 5 6 7 8	1 2 3 4 5 6 7 8 9
1984	1 2 3 4 5 6 7 8	1 2 3 4 5 6 7 8 9	1 2 3 4 5 6 7 8	1 2 3 4 5 6 7 8

D = Dicke
 L = äußere Last
 E = Exzentrizität
 R = Randbalken
 P = Zahl der Zwangpressen
 B = untere Bewehrung
 Z = Grad der Zwängung

Tab. 2.3: Standardversuche, die sich nur durch einen Parameter unterscheiden

(Beispiel zum Lesen der Tafel: Platte Q 6/83 (Zeile) unterscheidet sich von Platte Q 7/83 (Spalte) nur durch die äußere Last, von den Platten Q 8/83 und Q 9/83 (Spalten) nur durch den Grad der Zwängung. Von allen anderen Platten unterscheidet sie sich durch mehrere Parameter).

3. Auflagerbedingungen

3.1 Allgemeines

Alle Platten lagen auf 6 beweglichen Stahlrollen an den 2 Seiten mit den Horizontalpressen und auf 6 unverschieblichen Stahlhalbrunden an den zwei festen Widerlagerseiten auf der Ofenwand auf. Sie befanden sich in der Mitte der Ränder und jeweils 1,50 m nach beiden Seiten davon entfernt, wo die U-Eisen einbetoniert sind. Die vier Ecken wurden gegen Abheben gesichert, indem ein lotrechter Stahlstempel - über eine Handpumpe mit Manometer für die Druck- bzw. Kraftermittlung - gegen eine mit dem Belastungsgerüst verbundene Stahltraverse drückt. Während bis zum Versuch Q3/82 lediglich am Manometer der Pressendruck abgelesen wurde, konnte danach die Ecke tatsächlich auf ihrer Einbauhöhe gehalten werden, indem die eingetretenen vertikalen Eckbewegungen von Mikrometeruhren angezeigt wurden und dann durch Betätigen der Handpressen wieder in die alte Position zurückgedrückt wurden (Bild 3.1). Die so beobachteten Eckkräfte haben qualitativ und quantitativ einen anderen zeitlichen Verlauf als bei der alten elastisch nachgebenden Haltekonstruktion.

Die horizontale Zwängung wurde an den vier Plattenrändern unterschiedlich realisiert. An zwei benachbarten Rändern sind bewegliche Pressen, an den anderen beiden horizontal liegende starre Rollen angeordnet. Ohne Beachtung der unterschiedlichen Steifigkeit des Spannbetonrahmens in den beiden Plattenrichtungen ergeben sich somit:

2 Randtypen

- R1 Rollenlager
- R2 Pressenlager

3 Ecktypen

- E 1 Rolle - Rolle
- E 2 Rolle - Presse
- E 3 Presse - Presse

An den Rollen ist praktisch keine Bewegung zu erkennen; dagegen tritt an den Pressen zum einen der gesteuerte, vorgegebene, horizontale Weg auf, der den Grad der Dehnbehinderung bestimmt, zum anderen macht jeder Pressenfuß die Randneigung der Platte mit, so daß sich die Fußge-

lenke der Pressen - und damit auch die Wirkungslinie der entstehenden Zwangskraft - je nach Randdrehung der Platte individuell bewegen. Durch die unterschiedliche Beschaffenheit der vier Ränder treten im Brandversuch auch "randspezifische" Erscheinungen auf, und die ohnehin schwierige Nachrechnung der Versuche wird zusätzlich erschwert.

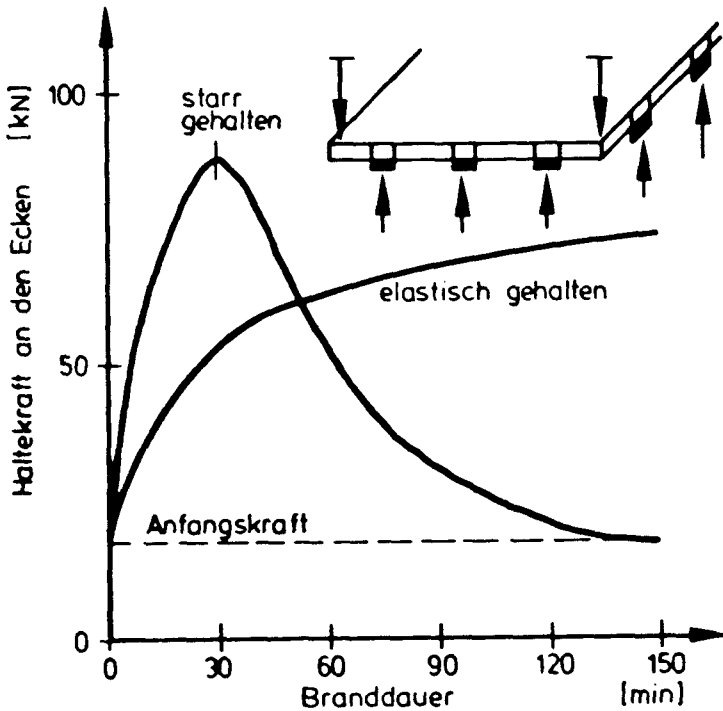


Bild 3.1: Typische Kraftentwicklung bei verschiedener Behinderung der Eckaufbiegungen

3.2. Unplanmäßige Eigenbewegung der zwingenden Horizontalpressen

Während der Plattenversuche wurde beobachtet, wie sich die Horizontalpressen im Laufe der Zeit langsam nach oben neigen. Einzelne darauf folgende Messungen dieser ungesteuerten, ungewollten Eigenbewegung bestätigen den im folgenden dargestellten Bewegungsmechanismus (Bild 3.2).

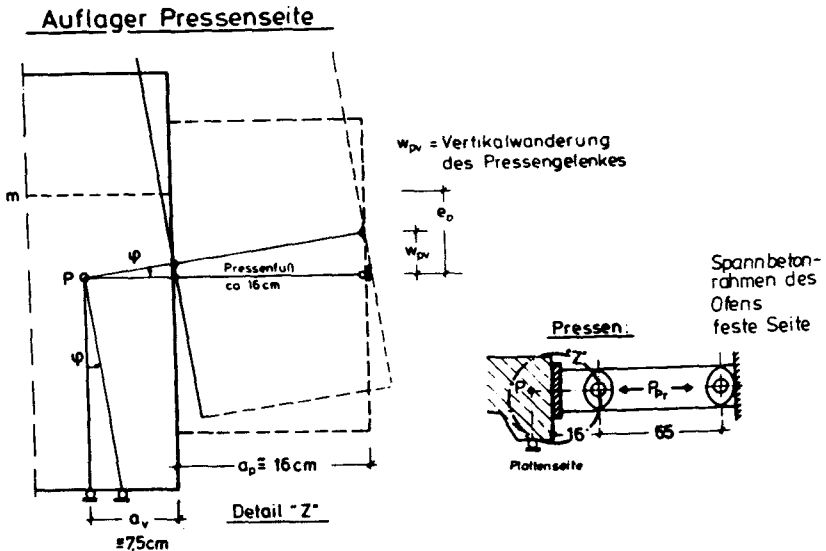


Bild 3.2: Ungewollte vertikale Bewegung der zwingenden Horizontalpressen

Der Polplan berücksichtigt bei einer Randrotation eine horizontale Auflagerbewegung auf den Rollen. Mit den Abmessungen des Randbalkens und des Pressenfußes ergibt sich eine ungewollte Pressenanhebung von

$$w_{pv} = (a_v + a_p) \cdot \widehat{\varphi} = (7,5 + 16,0) \cdot \widehat{\varphi} [\text{cm}]$$

mit $\widehat{\varphi}$ = Rotationswinkel des Randes im Bogenmaß.

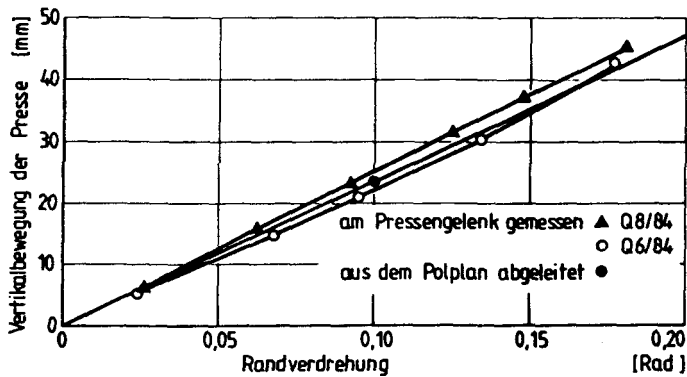


Bild 3.3: Zusammenhang zwischen der Verdrehung des Plattenrandes und der vertikalen Bewegung des Pressgelenkes

Dieser Zusammenhang wird durch Messungen an den Plattenversuchen Q 6/84 und Q 8/84 voll bestätigt (s. Bild 3.3).

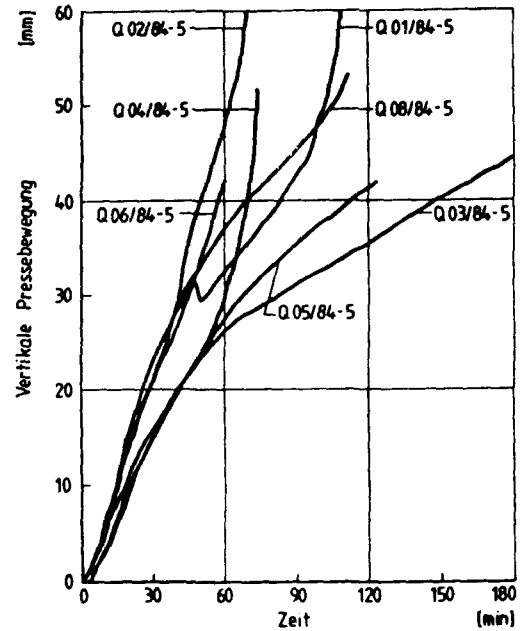
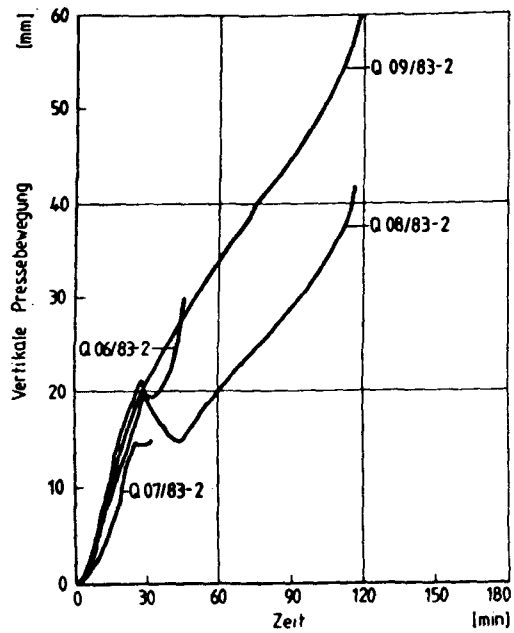
Die zeitliche Entwicklung dieses unbeabsichtigten Abbaus der geplanten Ausmitte der Zwangskraft zeigt für einige Versuche exemplarisch das Bild 3.4.

Diese Unzulänglichkeit in der Prüfeinrichtung hat mehrere Folgen für den Ablauf und die Ergebnisse der Versuche.

- a) Die planmäßig zugelassene Plattenverlängerung wird um einen Betrag von W_H vergrößert, da der wirksame Pressenangriffspunkt seine Lage nach oben hin verändert (s. Bild 3.5).

Wegen dieser Schwächung der Dehnbehinderung können die sich entwickelnden Zwangkräfte auch nicht die Größe annehmen, die zu dem geplanten Pressenweg gehören, sondern sie liegen deutlich niedriger. Insbesondere bei voll und stark gezwängten Platten mit sehr geringen zugelassenen Dehnwegen macht sich dieser Zusatzweg deutlich bemerkbar. Im Bild 3.6 ist für die Mittenpresse der Platte Q 5/84 sowohl die Verringerung der Exzentrizität als auch das Anwachsen des zugelassenen Pressenweges im Vergleich zu dem Sollweg exemplarisch dargestellt.

Bild 3.4: Gemessene Vertikalbewegung des Pressengelentes



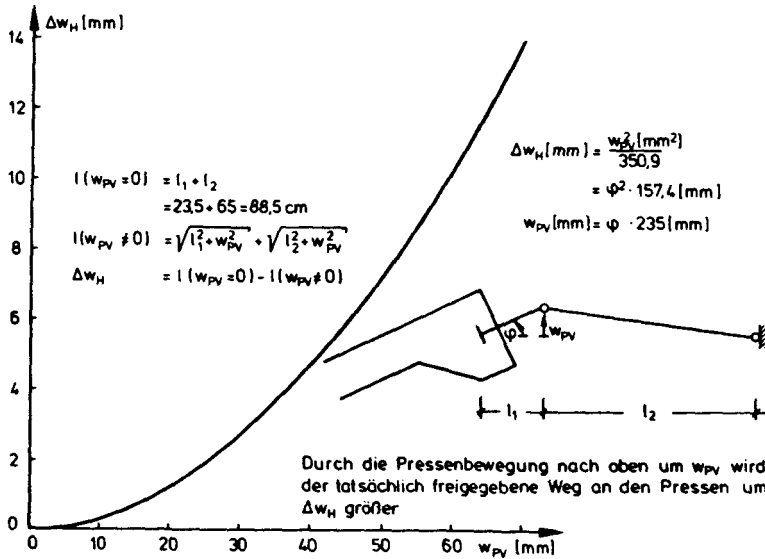


Bild 3.5: Veränderung der Sollkurve einer Dehnbehinderung durch die vertikale Eigenbewegung der Pressen

Q 5/84 Mittenpresse

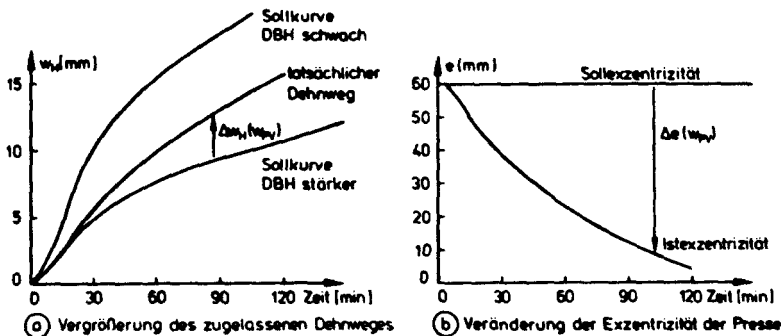


Bild 3.6: Beispiel für die Veränderung des Sollweges einer Dehnbehinderung

In Sonderfällen kann die vertikale Pressenbewegung sogar einen völligen Kraftabfall an der Presse und ein anschließendes Abrutschen zur Folge haben.

- b) Durch den unter a) besprochenen relativen Abfall der Zwangskraft und die Anhebung der Kraftwirkungslinie wird das eingeleitete Randmoment, das der Randverdrehung entgegenwirken soll, in doppelter Weise vermindert und kann in extremen Fällen ganz verschwinden oder sogar das Vorzeichen wechseln und dann die Randverdrehung unterstützen statt diese zu behindern.
- c) Die Nachrechenbarkeit der Versuche wird durch das unterschiedliche Verhalten der Ränder sehr erschwert. Die komplizierten Eigenbewegungen der Pressen können kaum im Rechenmodell verifiziert werden, ohne den Rechenaufwand extrem zu vergrößern.

3.3 Die Dehnbehinderung am festgehaltenen Rand

Die beiden Auflagerrollen (für die vertikale Auflagerkraft und für die horizontale Zwangdruckkraft) lassen theoretisch eine Rotation des Randbalkens um einen Polpunkt zu.

In der Versuchspraxis zeigt sich jedoch, daß große Zwang-Normal-Kräfte N_{zw} eine Vertikalbewegung des Widerlagers verhindern, so daß sich diese Rolle zum Pol entwickelt.

Das Vertikalaufleger (ein an einer Stahlplatte angeschweißtes Halbrund) macht die Drehung des Randes mit und wird auf der Ofenwand verschoben. Die horizontale Rollenverschiebung hat jeweils deutlich sichtbare Schleifspuren auf der Ofenwand hinterlassen.

Wichtig ist die Feststellung, daß trotz der Verhinderung einer Vertikalbewegung der starren Widerlager eine Randrotation möglich ist, die sogar bei mit großer Exzentrizität voll gezwängten Platten auftritt.

4. Versuchsablauf

4.1 Allgemeines

Während der Zeit zwischen dem Ausschalen im Alter von ca. 7 Tagen und dem Brandversuch lagerten die Platten in Stapeln von vier Stück übereinander. Dabei waren sie an den Rändern jeweils in der Mitte und an den Ecken auf 20 cm hohe Würfel aufgelegt, so daß die Ober- und Unterseiten dem Raumklima ausgesetzt waren.

Während dieser Lagerung entstanden bleibende Verformungen in Plattenmitte von ca. 1 cm. Andere Platten wurden aus diesem Grunde auch in der Plattenmitte unterstützt. In einzelnen Fällen war dieses Mittenauflager jedoch zu hoch, so daß sich an der Plattenoberseite im unbewehrten Zentrum Risse einstellten, die bis ca. 2,5 cm in den Querschnitt hineinreichten.

Vor dem endgültigen Einbau in den Prüfofen und der unter Pkt. 4.2 beschriebenen künstlichen Alterung mußten die Platten aus Platzgründen während der ca. 6monatigen Lagerungszeit mehrmals umgelagert werden, was zwangsläufig jeweils einen Transport mit dem Kran und den damit verbundenen dynamischen Belastungen bedeutet.

Der Einbau in den Ofen erfolgte, indem die Platten langsam auf die richtig positionierten Auflagerrollen und Halbrunde abgesetzt worden sind. Spalte zwischen den U-Eisen des Plattenrandbalkens und diesen beweglichen Auflagern wurden mit Mörtel verfüllt, um einer an allen Rändern gleichartigen Linienlagerung möglichst nahe zu kommen. Nun ist der Spalt zwischen der Oberseite der Ofenwand und der Unterseite des Randbalkens mit Isolierwolle verfüllt und außerdem durch Vorstellen von Leichtbetonsteinen vor dem Feuer geschützt worden. In diesem Zustand erfolgte das Trockenheizen vom Typ 1 (s. Pkt. 4.2).

Der weitere Versuchsaufbau dauerte noch ca. eine Woche. Zum Schluß sind die Widerlagerrollen in der vorgegebenen Höhenlage lose eingehängt worden, und die gesamte Platte wurde mit Hilfe der gegenüberliegenden Horizontalpressen, die ebenfalls mit der gewünschten Exzentrizität eingebaut waren, gegen diese starren Widerlagerseiten verschoben.

Die Auflast erfolgte stufenweise mit Hilfe der vier Vertikalpressen. Die Lasteinleitungspunkte sind in /5/ dargestellt. Nach dem Erreichen der Versuchslast wurden die Platten wieder schrittweise entlastet und erneut in Stufen mit der Versuchslast beaufschlagt. Während dieses ca. eine Stunde dauernden Belastungszyklus waren die Ränder gegen horizontale Bewegungen durch die exzentrisch wirkenden Pressen und Widerlager vollkommen festgehalten. Ebenfalls wurde ein Aufbiegen der Plattenecken unterdrückt.

Bis zum Beginn des eigentlichen Brandversuchs verging dann noch etwa eine halbe Stunde.

Die Beflammung wurde so lange durchgeführt, bis entweder

- der Prüfkörper versagte oder
- die Durchbiegungsgeschwindigkeit so groß war, daß ein baldiger Einsturz angenommen werden mußte, oder
- wegen großer Verformungen der Platte die lasteintragenden Pressen von den Lastverteilern abrutschten oder
- die Versuchsdauer bereits mehr als drei Stunden betrug und keine baldige wesentliche Änderung im Bauteilverhalten erwartet wurde.

Gleichzeitig mit dem Ende der Beflammung wurde die Platte entlastet, und der Versuch war beendet.

Nach dem Abkühlen und einer abschließenden Untersuchung des Zustands der Platten wurden die Meßgeräte abgebaut und die Versuchskörper vernichtet.

4.2. Thermische Vorbehandlung der Platten

Alle Platten - bis auf die Platte Q 3/82 - wurden vor dem Brandversuch "trockengeheizt", um den Wassergehalt im Bereich der Oberfläche zu senken. So konnte die lange Zeit für eine natürliche Austrocknung umgangen werden.

Hohe Feuchtigkeitsgehalte erhöhen die Gefahr großflächiger Abplatzungen in der Anfangsphase der Versuche bedeutend, was die Aussagefähigkeit der Versuche stark reduziert. Im Versuch Q 3/82 findet diese Annahme ihre Bestätigung. Es wurden zwei unterschiedliche Typen des "Trockenheizens" angewendet:

Typ 1:

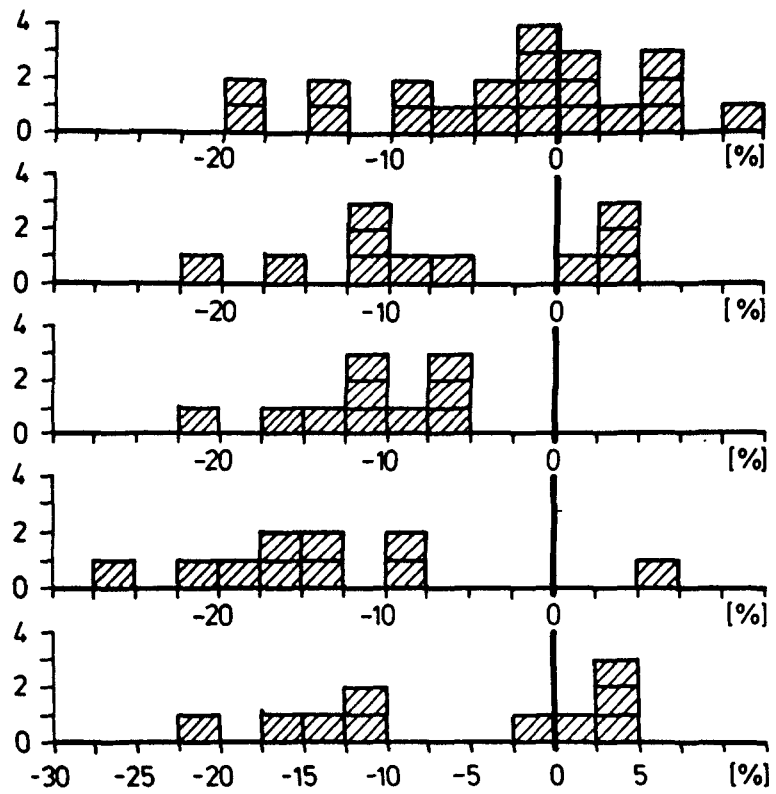
Die Platten liegen unbelastet und ungezwängt auf dem Ofen auf und werden ca. 8 Stunden lang von unten beheizt. Dabei wird durch wechselweises Benutzen von jeweils zwei Ölbrennern eine Brandraumtemperatur von ca. 200 °C erzeugt und konstant gehalten. Nach diesem Vorgang kühlen die Platten wieder auf Raumtemperatur ab und werden dann geprüft.

Typ 2:

Die Platten einer Serie liegen auf einem Plattenstapel übereinander. Zwischen je zwei Platten befindet sich ein ca. 30 cm dicker Zwischenraum, in dem Heizspiralen verlegt sind. Der gesamte Stapel ist mit einem Mauerwerk aus Leichtbeton-Steinen umgeben und mit Leichtbetonplatten abgedeckt. Über einen Zeitraum von ca. 4 - 6 Wochen wird nun eine Temperatur von ca. 60 °C bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von ca. 20 % erzeugt und dadurch ein Wasserverlust von ca. 2 Gew.-% erzielt.

Zur Bestimmung entsprechender Materialkennwerte für den Beton wurden jeweils einige Probekörper mitgetrocknet. Im Falle des Typs 1 standen diese auf dem Ofenboden und im Falle des Typs 2 auf der jeweils zugehörigen Platte. Es wurde darauf geachtet, daß auch die Aufstandsfläche belüftet war.

Bild 4.1: Veränderung der Festbeeigenschaften bei der Lagerung und durch die Vortrocknung



Steigerung der Würfel-festigkeit vom Alter von 28 Tagen bis zum Versuch

Steigerung der Würfel-festigkeit beim Trocken-heizen Typ 1

Steigerung der Würfel-festigkeit beim Trocken-heizen Typ 2

Steigerung des E-Moduls beim Trockeneizen Typ 1

Steigerung des E-Moduls beim Trockeneizen Typ 2

Ein Einfluß der Art des Trockenheizens auf die Versuchsergebnisse ist befürchtet, aber nicht festgestellt worden.

Da ab einer Temperatur von ca. 70 °C im Beton Mikrorisse auftreten, die das Gefüge schädigen und die Materialkennwerte beeinflussen, ist der Typ 2 entwickelt und angewendet worden. Die ermittelten Materialkennwerte sind in der Tabelle 2.1 zusammengestellt.

In der Regel zeigen die vorgetrockneten Proben tatsächlich niedrigere Kennwerte für die Festigkeit wie auch für den E-Modul als die nicht behandelten (Bild 4.1). Im Mittel beträgt z.B. der Rückgang des E-Moduls, an Zylindern gemessen, beim Trockenheiztyp 1 (Q 1/82 - Q 9/83) ca. 15 %, beim Typ 2 dagegen (Q 1/84 - Q 8/84) lediglich 6,8 %. Die Streuung der Einzelwerte ist allerdings bei beiden Typen beachtlich.

Schwerwiegender als auf den Baustoff selbst sind die Auswirkungen auf das Bauteil als Ganzes: Beim Typ 1 entsteht im Querschnittsinneren ein Temperaturgradient (s. Bild 4.2), der Plattendurchbiegungen hervorruft, während sich die ungezwängte Platte außerdem ausdehnt. Beide Verformungen gehen nach dem Abkühlen nicht wieder vollständig zurück. Da der Temperaturverlauf über der Dicke gekrümmt ist, wird sicherlich im Platteninnern, also von außen unsichtbar, eine irreversible Rißbildung eintreten.

Exemplarisch sind in Bild 4.3 für eine Platte die Verformungen während des Trockenheizens gemäß Typ 1 und die Restwerte nach dem Erkalten dargestellt.

Beim Typ 2 sind zum einen die Temperaturen geringer, und zum anderen liegt praktisch während des gesamten Zeitraums kein Temperaturgradient vor (Bild 4.4).

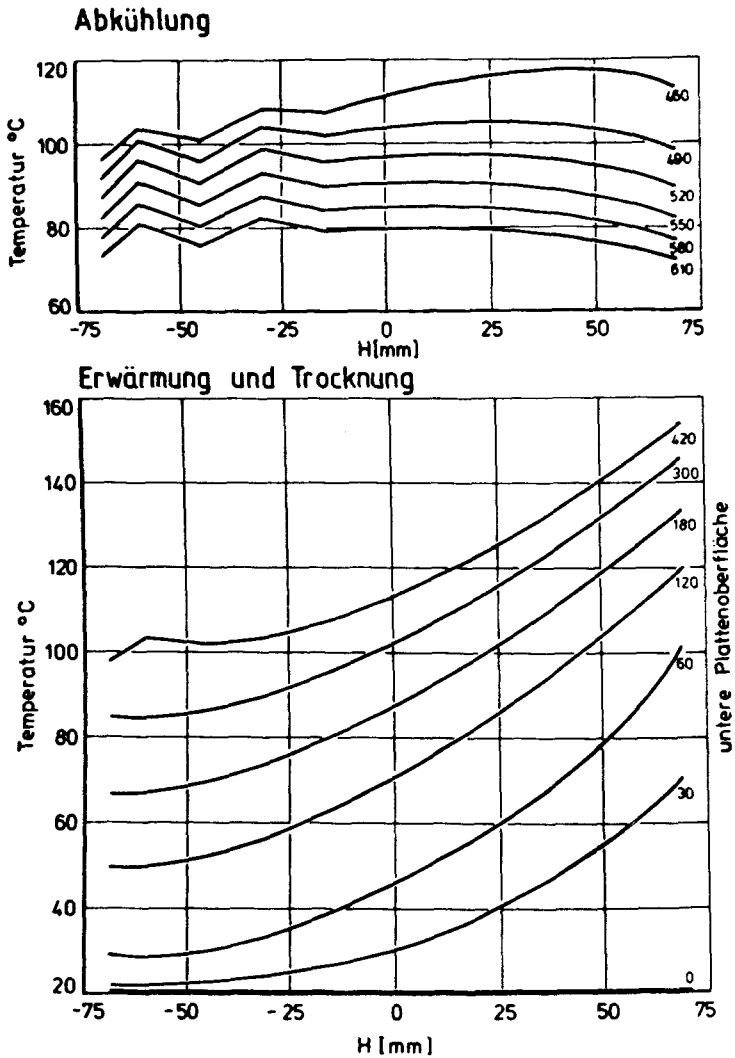


Bild 4.2: Temperaturgradient in den Platten beim Vortrocknen vom Typ 1

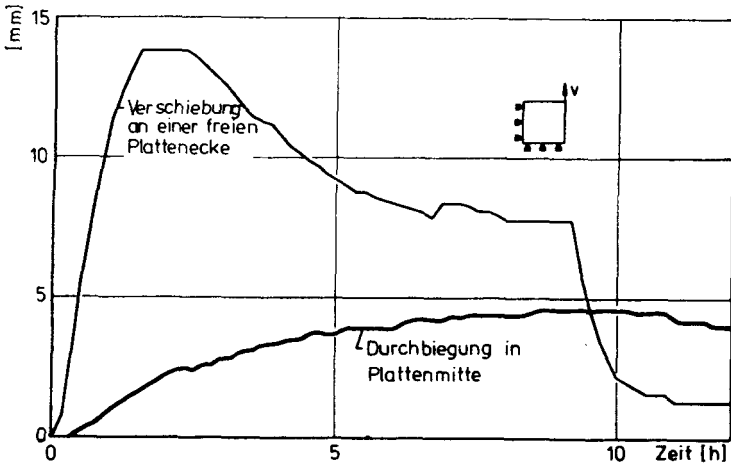


Bild 4.3: Verformungen einer Platte beim Vortrocknen von Typ 1

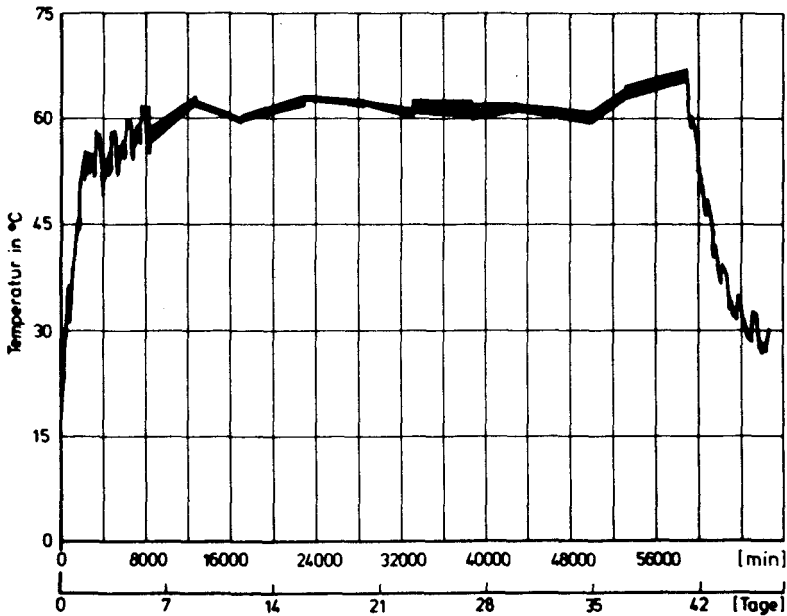


Bild 4.4.: Temperaturen im Plattenquerschnitt beim Vortrocknen vom Typ 2

4.3 Meßwerterfassung

Während der Brandversuche wurden die Signale der einzelnen Meßelemente in konstanten Zeitabständen erfaßt und auf Lochstreifen bzw. Magnetband gespeichert. Die folgende Übersicht ordnet den speziellen Meßgrößen die verwendeten Meßgeräte zu:

Brandraumtemperatur	NiCr-Ni-Thermoelemente, ummantelt
Temperatur der Plattenoberfläche	NiCr-Ni-Thermoelemente mit Kupferplättchen
Temperatur im Betonquerschnitt	NiCr-Ni-Thermoelemente mit Perle
Temperatur des Bewehrungsstahls	NiCr-Ni-Thermoelemente, angepunktet
Verschiebungen und Durchbiegungen	Drehpotentiometer mit Stahldraht
spannungserzeugende Dehnung des Bewehrungsstahls	temperaturkompensierte Hochtemperatur-Dehnmeßstreifen, gekapselt
Gesamtdehnungen der Plattenoberfläche	Dehnmeßstreifen-Rosetten
Zwangkräfte	Druckaufnehmer in den Horizontalpressen
Kräfte an den festgehaltenen Ecken	Druck der Handpressen

Diese Meßwerte sind zur Institutsrechenanlage übertragen worden und können dort sowohl als Listen und Kurven ausgegeben als auch für weitere Auswertungen miteinander kombiniert werden. Der Verlauf sichtbarer Risse an der unbeflammten Oberfläche wurden auf vorbereitete Formblätter eingezeichnet. Eine Rastereinteilung dieser Fläche in Quadrate von $50 \times 50 \text{ cm}^2$ ermöglichte eine gute Übertragbarkeit.

5. Zusammenfassung

Die in diesem Beitrag beschriebenen Details der Plattenversuche beziehen sich auf die in den folgenden Berichten ausgewerteten Versuche. Dort wird dann das Plattenverhalten unter speziellen Versuchsbedingungen betrachtet.

Die Meßwerte sämtlicher Versuche sind einheitlich graphisch dargestellt und als Anhang zur Dokumentation im Endbericht /4/ enthalten. Sie stehen jederzeit für weitere Auswertungen zur Verfügung.

6. Literatur

- /1/ Walter, R. Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken
Berechnung des inneren Zwanges mit einem
Scheibenmodell
Dissertation, TU-Braunschweig, 1981

- /2/ Issen, L.A. Fire Tests of Concrete Members.
Gustaferro, A.W. An Improved Method for Estimating
Carlson, C.C. Thermal Restraint Forces,
ASTM Sp. Technical Publication, 1970

- /3/ Krampf, L. Die Brandversuchsanlage für flächenartige
Bauteile mit Verformungsbehinderung,
Beitrag im Arbeitsbericht 1976-80
des SFB 148 der TU Braunschweig, 1980

- /4/ Wiese, J. Dokumentation der Plattenversuche,
Beitrag im Endbericht
des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987

- /5/ Wiese, J. Der Einfluß der Belastung
auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten,
Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987

Brandversuche an Stahlbetonplatten zum Einfluß des
Bewehrungsgehaltes auf das Tragverhalten

von
Dipl.-Ing. Jürgen Wiese

Inhalt

1. Einleitung
 - 1.1 Bedeutung der Bewehrung in DIN 4102
 - 1.2 Grundgedanke der Untersuchungen
2. Versuche
 - 2.1 Allgemeines
 - 2.2 Untersuchungen mit Hilfe von Hochtemperatur-Dehnmessstreifen
 - 2.3 Untersuchungen mit Hilfe von Vergleichsversuchen
 - 2.3.1 Versuche mit geringer Auflast
 - 2.3.2 Versuche mit erhöhter Auflast
 - 2.4 Versuch mit freiliegender Bewehrung
 - 2.5 Erkenntnisse aus anderen Versuchen
 - 2.5.1 Plattensystem S1/86
 - 2.5.2 Vergleich der Bewehrungstemperaturen
3. Folgerungen
 - 3.1 Allgemeines
 - 3.2 Übertragung des Modells auf den Katastrophenfall "Brand"
 - 3.3 Vorschläge für die praktische Anwendung
4. Literaturverzeichnis

1. Einleitung

1.1 Bedeutung der Bewehrung in DIN 4102

Zur Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse müssen Stahlbetonplatten hinsichtlich des Abstandes ihrer tragenden Bewehrung von der beflaminten Oberfläche Mindestwerte einhalten. Dabei werden die Anforderungen unterschiedlich je nach dem statischen System (frei aufliegend oder durchlaufend bzw. eingespannt), dem Seitenverhältnis, dem Bewehrungsverhältnis in x- und y-Richtung und nach der angestrebten Feuerwiderstandsdauer festgelegt.

Diese Mindestachsabstände garantieren, daß die sogenannte kritische Temperatur des Stahles T_{crit} nicht vor der Feuerwiderstandszeit erreicht wird. Nach DIN 4102, Teil 4 ist T_{crit} die Temperatur, bei der die Streckgrenze des Stahls auf die im Bauteil vorhandene Stahlspannung absinkt. T_{crit} ist also abhängig von der Stahlart und von der tatsächlichen Spannungsausnutzung unter Gebrauchslast und Brandbeanspruchung. Betonstähle, die mit der nach DIN 1045 zulässigen Spannung ausgenutzt werden, haben ihre Sicherheitsreserve von 1,75 vollständig verloren, wenn eine Temperatur von ca. 500 °C vorliegt. Bei einer geringeren Spannungsausnutzung erlaubt die DIN 4102 eine Neubestimmung von T_{crit} . Diese höheren Werte dürfen dann zu einer Reduzierung des Mindestachsabstandes herangezogen werden, und zwar um maximal 10 mm je 100 °C /4/. Für statisch bestimmt gelagerte Bauteile ist damit eine brauchbare Regelung geschaffen.

Bei statisch unbestimmt gelagerten Bauteilen kann es jedoch zu einer Entlastung der Bewehrung kommen, womit eine Erhöhung der kritischen Temperatur verbunden ist. DIN 4102 Teil 4 versucht, dieser Tatsache Rechnung zu tragen durch eine vorsichtige Verringerung des erforderlichen Achsabstands der untenliegenden Biegezugbewehrung.

Liegt sogar eine Behinderung der thermischen Ausdehnung des Bauteils vor, die dann zu einer Zwangdruckkraft im Querschnitt führt, kann die planmäßig auf Biegezug beanspruchte Bewehrung im Brandfall auf Druck beansprucht werden, und die Vorschriften bezüglich des Mindestachsabstandes verlieren ihren Sinn.

In diesem Beitrag werden ausschließlich vierseitig liniengelagerte, zweiachsig gespannte Quadratplatten diskutiert. Bei frei aufliegenden ebenso wie bei durchlaufenden Platten erhöht sich u von 12 mm für F 30 bis auf 30 mm für F 180. Da als Versagenskriterium die Erwärmung der Bewehrung eine exponierte Stellung einnimmt, ist eine Überprüfung der Normforderungen für solche Beanspruchungsarten der Platten notwendig, welche bis zum Zeitpunkt der Formulierung dieser Normforderungen noch nicht untersucht wurden und darum damals auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden mußten.

1.2 Grundidee der Untersuchungen

Die im kalten Bauteil stets auf Zug beanspruchte Feldbewehrung liegt im Brandfall über lange Zeiträume im überdrückten Bereich. Diese Tatsache ist auf den gekrümmten Temperaturgradienten im Zusammenhang mit dem Ebenbleiben der Querschnitte zurückzuführen. Wirkt außerdem noch eine Längsdruckkraft (z.B. aus behinderter thermischer Dilatation), so muß die Bewehrung an Bedeutung verlieren. Erst sehr hohe Bauteilkrümmungen werden dann zu solch großen Gesamtdehnungen der Bewehrung führen, daß sie nicht mehr von der thermischen Dehnung überdrückt werden. Dazu gehören aber sehr große Verformungen.

Bei frei aufliegenden Platten entstehen beachtliche Durchbiegungen schon lange vor dem Versagen. Wird die Verformbarkeit jedoch durch entsprechende Randbedingungen des untersuchten Plattenfeldes behindert, so kann der Bewehrungseinfluß erst zu einem späteren Zeitpunkt wirksam werden. Mit Hilfe geeigneter experimenteller Untersuchungen soll diese These überprüft werden.

2. Versuche

2.1 Allgemeines

Die Untersuchungen zum Einfluß der untenliegenden Bewehrung auf das Verhalten von Stahlbetonplatten im Brandfall ist auf drei Wegen erfolgt:

1. durch Messung der Dehnung mit Hilfe temperaturkompensierter, gekapselter Hochtemperatur-Dehnmeßstreifen, die direkt am Bewehrungsstahl appliziert worden sind,
2. durch Vergleichsversuche, die sich bei sonst identischen Versuchsbedingungen nur durch den Bewehrungsgrad unterscheiden,
3. durch einen Versuch, bei dem durch frühzeitiges Abplatzen der unteren Betonschicht die Feldbewehrung freigelegt und der direkten Beflammung ungeschützt ausgesetzt wurde.

Zusätzlich dazu lassen sich die Versuche, die zum Einfluß der äußeren Last durchgeführt worden sind, ebenfalls zur Diskussion des Bewehrungseinflusses heranziehen.

2.2 Untersuchungen mit Hilfe von Hochtemperatur-Dehnmeßstreifen

Voruntersuchungen und der erfolgreiche Einsatz bei anderen Forschungsprojekten des Sonderforschungsbereichs 148 und des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig von Dehnmeßstreifen, deren Funktionsfähigkeit im Temperaturbereich bis 650 °C auch für die Druck- und Feuchtigkeitsverhältnisse im erhitzten Beton gewährleistet ist, haben zur Verwendung dieser Meßelemente an ausgewählten Platten geführt. In einem früheren Bericht /1/ wurde bereits darauf hingewiesen. Diese Dehnmeßstreifen werden nach einer genau einzuhaltenden Anweisung auf dem Bewehrungsstahl angeschweißt. Temperatureinflüsse werden vom inneren Aufbau des Elements selbst linear korrigiert. Diese eingebaute Temperaturkompensation ist jedoch wegen der nichtlinearen Temperaturdehnungen des Dehnmeßstreifens und der Bewehrung zu ungenau und muß auf rechnerischem Wege mit Hilfe genauerer, nichtlinearer Funktionen nachkorrigiert werden.

Es sind die spannungserzeugenden Dehnungen der Bewehrung einer nicht gezwängten, also allseitig frei aufliegenden Platte gemessen worden. Die Anordnung der Dehnmeßstreifen ist in dem Bild 2.1 mit dargestellt. Dort sind ebenfalls die zugehörigen spannungserzeugenden Stahldehnungen über der Zeit aufgetragen. Das Bild enthält nur die Werte der

nicht ausgefallenen Dehnmeßstreifen. Es handelt sich hier um die Platte Q 1/82, deren orthogonale Netzbewehrung (Q 257 Baustahlgewebematte BSt 500/550 RK) mit einer Betondeckung von 10 mm verlegt worden ist /5/. Bei einfacher Lastausnutzung erreicht diese Platte nach DIN 4102 Teil 4 mit $v = 10 + 3,5 = 13,5$ mm nicht die Feuerwiderstandsklasse F 90. Im Brandversuch trat das Bauteilversagen nach ca. 120 Minuten bei einer Mittendurchbiegung von ca. 25 cm ein.

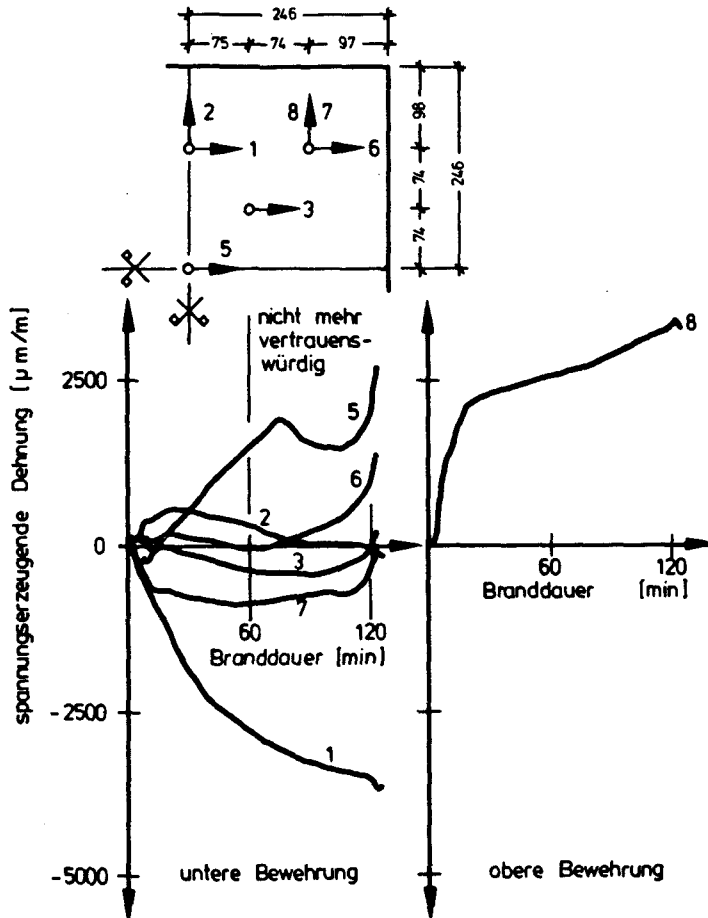


Bild 2.1: spannungserzeugende Dehnungen
bei der Platte Q 1/82 ohne Zwängung

Leider endet die Vertrauenswürdigkeit der untenliegenden Dehnmeßstreifen nach ca. einer Stunde, da die Temperatur der Bewehrung dann bereits über 650 °C angestiegen war. Zum Versagenszeitpunkt war die Bewehrung ca. 800 °C heiß. Die Dehnwerte geben aber das Bauteilverhalten während des Versuchs richtig wieder: Die untere Bewehrung wird in Plattenmitte am stärksten gezogen, in der Ecke sind die Unterschiede für die beiden Richtungen mit der tatsächlichen Höhenlage des betreffenden Stabes zu erklären. Die Zunahme der Dehngeschwindigkeit in Plattenmitte vor dem Versagen läuft parallel zur Entwicklung der Durchbiegung (Bild 2.2).

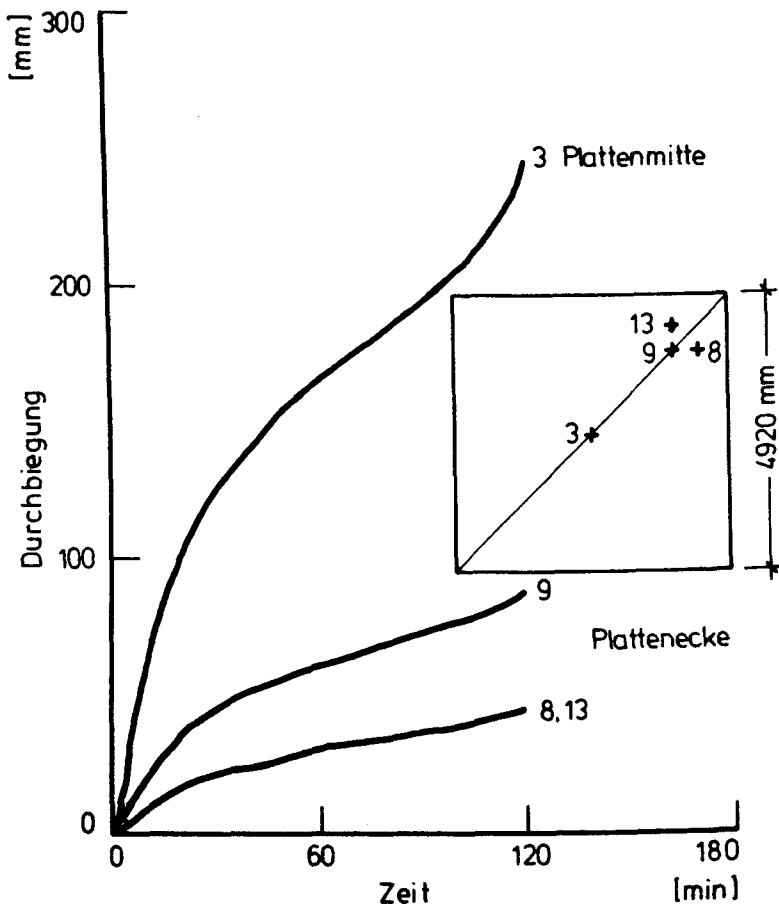


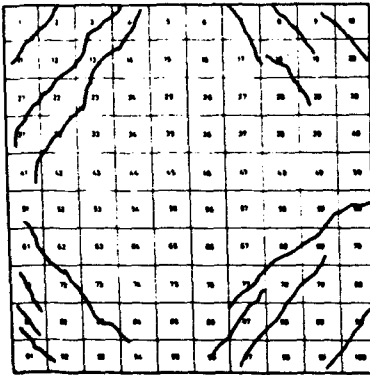
Bild 2.2: Durchbiegungen der Platte Q 1/82

In der Anfangsphase des Brandes gehen die spannungserzeugenden Dehnungen der unteren Bewehrung tatsächlich wie erwartet zurück, steigen danach aber lediglich in der Mitte der Platte wieder stetig an, bis der Vertrauensbereich verlassen wird. Die Dehnungen erreichen auch dort bis zur 60. Minute noch keine ca. $2,5 \text{ ‰}$. An der oberliegenden Bewehrung (Meßstelle 8) ist deutlich eine rasche Dehnungszunahme sichtbar, die sich nach ca. 10 Minuten plötzlich verlangsamt. Diese Entwicklung steht im Einklang mit der Rißbildung im Eckbereich (Bild-2.3), die ebenfalls nach ca. 10 Minuten bereits zum typischen Rißbild geführt hat. Im betrachteten Punkt steigt auch zum Versuchsende hin die Bewehrungsbeanspruchung nicht schneller an. Parallel zum Rand in der Mittellinie entstehen unten dagegen von Versuchsbeginn an Stauchungen.

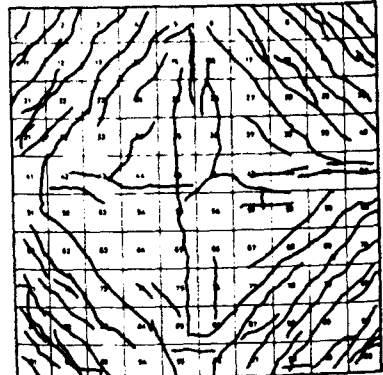
Diese Meßwerte erlauben folgende Beurteilung der mechanischen Beanspruchung der Bewehrung während des Brandversuchs:

1. Im Feldbereich ist die untenliegende Bewehrung auch im Brandfall am Abtragen der Lasten beteiligt. Erst bei sehr großen Durchbiegungen der Platte entstehen mechanische Dehnungen um die $2,5 \text{ ‰}$. Zum Versagenszeitpunkt war die Feldbewehrung ca. 800 °C warm und konnte wegen der niedrigen Festigkeit nur noch einen untergeordneten Beitrag zum Bauteilverhalten geleistet haben.
2. Parallel zu den Rändern entwickeln sich Stauchungen bis über ca. 3 ‰ an der unteren Bewehrung. Dieser Einzelwert (Meßstelle 1) deutet auf einen Druckring hin, der die Ecke nicht erreicht.
3. Nach Abschluß der Rißbildung der unbeflammten Oberfläche im Eckbereich entstehen nur noch geringe Steigerungen der mechanischen Beanspruchung der oberen Bewehrung. In der Nähe der Ecke entwickeln sich bei diesem Versuch die Durchbiegungen nach 15 Minuten nur noch langsam weiter; die Durchbiegungsgeschwindigkeit dort steigt zum Versagenszeitpunkt nicht deutlich an.

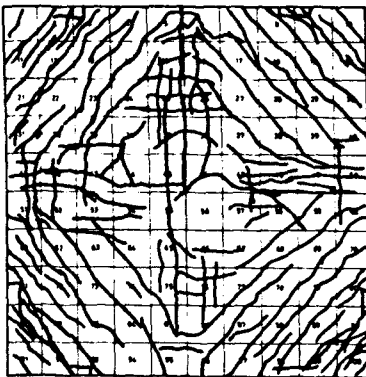
Plattenversuch Q1/82



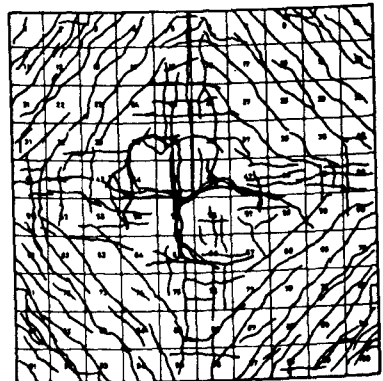
nach 10 Minuten



nach 30 Minuten



nach 60 Minuten



nach 120 Minuten

Bild 2.3: Rißbildung der Platte Q 1/82 ohne Zwängung

2.3 Untersuchungen mit Hilfe von Vergleichsversuchen

Die Platten Q 3/84 und Q 5/84 unterscheiden sich nur in der Menge der Feldbewehrung und in den aktuellen Betonfestigkeiten. Ein anderer Vergleich ist mit den beiden Platten Q 4/84 und Q 6/84 möglich /5/. Die maßgebenden Werte zeigt die folgende Zusammenstellung.

	untere Feld- bewehrung	Prismendruckfestigkeit nach künstlicher Alterung zum Versuch
Platte Q 3/84	Q 377	33,5 kN/mm ²
Q 4/84	Q 377	44,0 kN/mm ²
Q 5/84	Q 257	40,5 kN/mm ²
Q 6/84	Q 257	32,0 kN/mm ²

Tab. 2.1: Werkstoffkenngrößen zu den Vergleichsversuchen

Die Platten sind 12 cm dick, und die Betondeckung beträgt in allen Fällen 10 mm.

2.3.1 Versuche mit geringer Auflast

Die Platten Q 3/84 und Q 5/84 sind mit einer Gesamtnutzlast von ca. 86 kN in 16 Punkten belastet worden. Während des Belastungsvorganges sind die Ränder exzentrisch gegen Verschieben starr gehalten worden, was bei der Bemessung und bei der Festlegung der äußeren Last unberücksichtigt blieb.

Hier werden zwei gegenläufige Effekte wirksam: Abnahme des Bewehrungsgrades und Zunahme der Betonfestigkeit zum Versuch. Die Betonfestigkeit der beiden Platten nach 28 Tagen war jedoch praktisch gleich.

Beide Platten zeigen die gleiche Verformungszunahme bei einer Normbrandbeanspruchung. Die Versuche sind nach ca. 190 Minuten Branddauer ohne Bauteilversagen abgebrochen worden (Bild 2.4). Die freie Randverschieblichkeit wurde "stärker" gemäß Bild 1.3 aus /5/ auf Höhe des unteren Plattenspiegels eingeschränkt.

des unteren Plattenspiegels eingeschränkt.

In diesem Beispiel hat der unterschiedliche Bewehrungsgehalt auf das Brandverhalten der Platte keinen sichtbaren Einfluß.

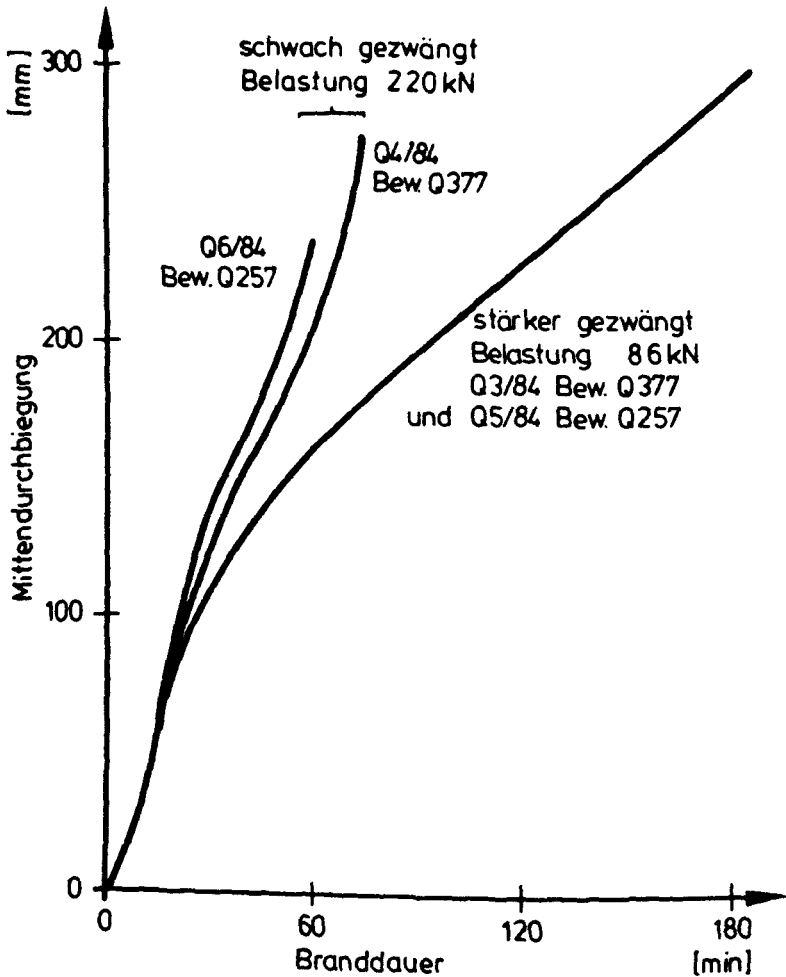


Bild 2.4: Durchbiegungen bei unterschiedlicher Verformungsbehinderung und Bewehrung

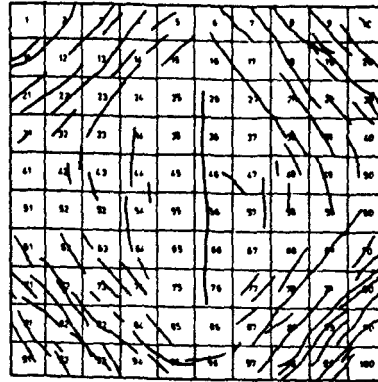
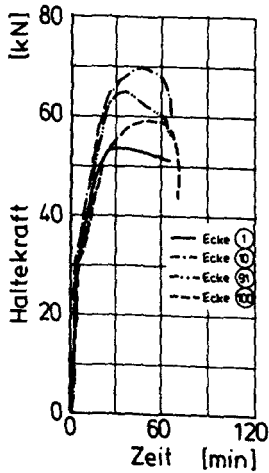
2.3.2 Versuche mit erhöhter Auflast

Die beiden Platten Q 4/84 und Q 6/84 sind mit ca. 220 kN beaufschlagt worden. Diesmal wurde die freie Randverschiebung auf der Höhe des unteren Plattenspiegels jedoch nur "schwach" (Bild 1.3 aus /5/) eingeschränkt.

Die Platte Q 6/84 ist weniger stark bewehrt und hat zusätzlich den schlechteren Beton. Nach 60 Minuten versagte diese Platte, während die Vergleichsplatte 71 Minuten hielt.

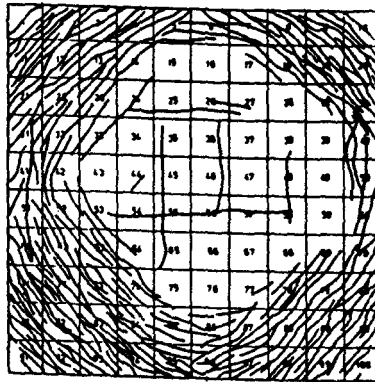
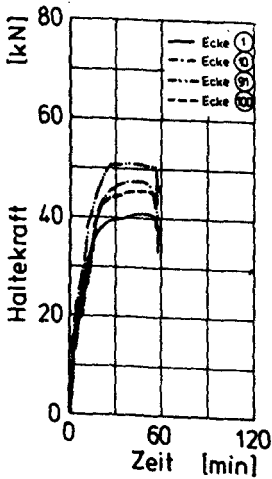
Auffallend beim Vergleich der beiden Platten ist, daß bei der Platte Q 6/84 der Rißabstand wesentlich kleiner ist (bei gleichem Rißmuster) und daß sich an dieser Platte geringere Festhaltekräfte an den Ecken ausbilden. Beides deutet darauf hin, daß die Eckbereiche der Q 6/84 ein geringeres Tragvermögen aufweisen als die der Q 4/84 (Bild 2.5). Bei beiden Platten ist das Versagen der Betondruckzone auf den Diagonalen in den Plattenecken verantwortlich für den Abbruch der Versuche. Nach ca. 40 Minuten kündigte sich jeweils an einer Ecke dieses Versagen an.

Plattenversuch Q4/84



nach 30 Minuten

Plattenversuch Q6/84



nach 30 Minuten

Bild 2.5: Vertikale Haltekraften an den Ecken und Rißbildung bei überhöhter Belastung und unterschiedlicher Bewehrung

2.4 Versuch mit freiliegender Bewehrung

Die Platte Q 3/82 wurde nicht vor der Normbrandbeanspruchung künstlich gealtert und hatte demzufolge wegen eines relativ hohen Wassergehalts ein erhöhtes Abplatzrisiko. Der Versuch wurde mit einer "schwachen" Dehnbehinderung in der Ebene des unteren Plattenspiegels gefahren. In der Zeit zwischen der 15. und 30. Versuchsminute erfolgten im Feldbereich großflächige Abplatzungen, die die Bewehrung freilegten und sogar teilweise noch den Beton oberhalb der Bewehrung löste.

Weit mehr als die Hälfte der Feldebewehrung hing seitdem rotglühend girlandenförmig unter der Platte und hatte mit Sicherheit keinen Einfluß auf das Plattenverhalten mehr. Die Platte versagte unter konstant gehaltener Gebrauchslast nicht, und der Versuch wurde nach ca. 200 Minuten abgebrochen (Bilder 2.6 und 2.7).

Während des gesamten Versuchs konnten alle sechs Zwangpressen den vorgegebenen Weg der schwachen Dehnbehinderung (Bild 1.3 in /5/) einhalten und leiteten eine maximale Kraft je Presse von weniger als 200 kN in den Querschnitt ein.

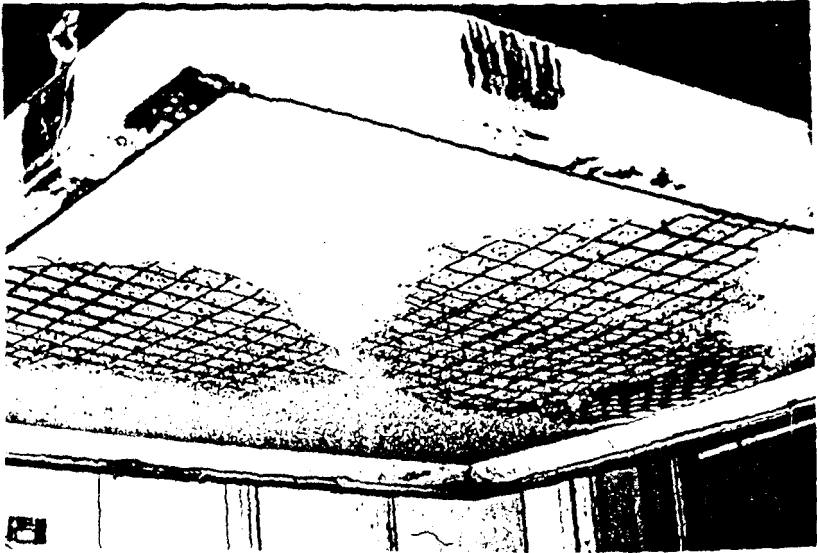
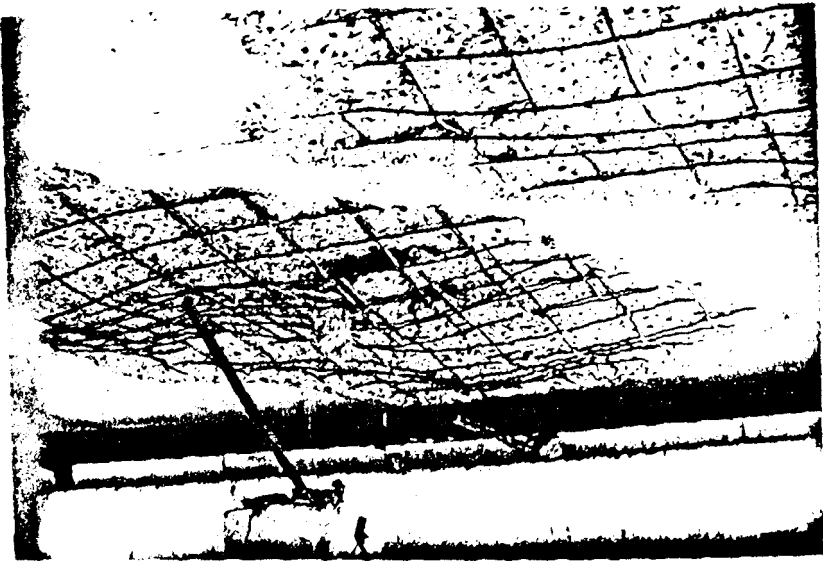


Bild 2.6: Betonabplatzungen nach 15 bis 30 Versuchsminuten
während und nach dem Brandversuch

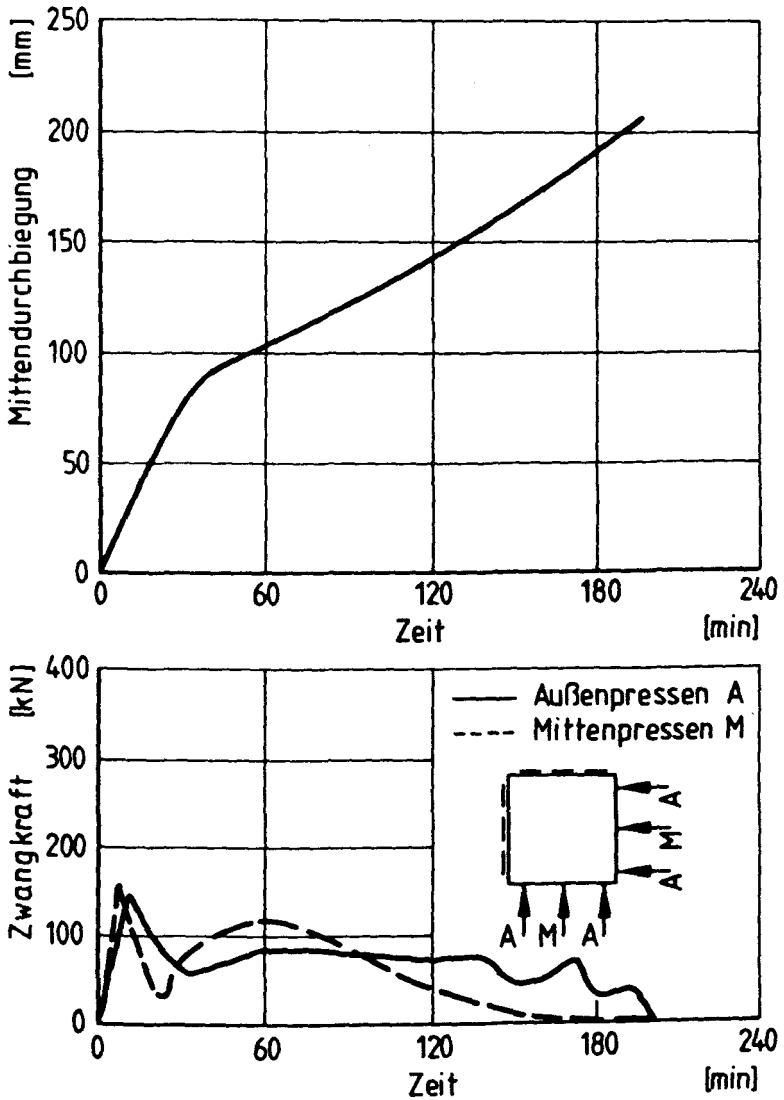


Bild 2.7: Verformung und Zwangskraftentwicklung
bei der Platte Q 3/82 mit schwacher Dehnbehinderung

2.5 Erkenntnisse aus anderen Versuchen

Hier soll nur kurz auf weitere Versuche unter dem Gesichtspunkt der Bedeutung der unteren Bewehrung eingegangen werden. Sie werden an anderer Stelle eingehender geschildert /2,3/.

2.5.1 Plattensystem S 1/86 /3/

Bei vollständiger Behinderung der Randverdrehung und sehr schwacher Behinderung der freien Längsdehnung hielt die Platte über fünf Stunden (Betondeckung der Feldbewehrung 10 mm).

2.5.2 Vergleich der Bewehrungstemperaturen

Die Temperatur der Bewehrung bestimmt die Festigkeit und damit das maximale Tragvermögen des Stahles. In der Tabelle-2.2 sind die Stahltemperaturen zum Versuchsende und die Versuchsdauern bis zum Erreichen der 500 °C Marke zusammengestellt. In der Regel liegt zum Versuchsende (das muß nicht das Versagen des Bauteils bedeuten) die Temperatur klar über 500 °C. Meist werden die 500 °C nach ungefähr 30 bis 40 Minuten Branddauer weit vor dem Versuchsende erreicht.

Aus dieser Zusammenstellung geht hervor, daß bei gezwängten Platten mit unterschiedlicher Dehnbehinderung die Erwärmung der untenliegenden Bewehrung keine Auswirkung auf die Versagenszeit hat.

Platte	Grad der Dehnbehinderung	Branddauer bei $T = 500\text{ }^{\circ}\text{C}$ (min)	Temperatur der unterliegenden Bewehrung in Feldmitte bei Versuchsende ($^{\circ}\text{C}$)	Versuchsende (min)	Dicke (cm)
Q 1/82	ohne	31	810	120	15
Q 3/82	schwach	15	1)	200	15
Q 4/82	voll	45	600	60	15
Q 5/82	ohne	24	860	102	15
Q 1/83	voll	25	660	60	15
Q 2/83	voll	35	860	150	15
Q 3/83	voll	27	1000	180	15
Q 4/83	voll	30	810	75	15
Q 5/83	voll	50	600	75	10
Q 6/83	voll	45	500	45	10
Q 7/83	voll	-	-	31	10
Q 8/83	schwach	38	820	116	10
Q 9/83	stärker	40	810	135	10
Q 1/84 ²⁾	schwach	38	900	110	12
Q 2/84 ²⁾	stärker	43	650	70	12
Q 3/84 ²⁾	stärker	45	900	200	12
Q 4/84 ²⁾	schwach	41	650	70	12
Q 5/84 ²⁾	stärker	36	970	190	12
Q 6/84 ²⁾	schwach	36	650	60	12
Q 7/84 ²⁾	stärker	33	975	190	12
Q 8/84 ²⁾	schwach	38	800	110	12
Q 1/85 ²⁾	voll	340	850	420	12
Q 2/85 ²⁾	voll	-	-	42	12
Q 3/85 ²⁾	ohne	45	800	130	15

1) > 1000 $^{\circ}\text{C}$: Abplatzungen

2) aus dem Temperaturgradienten ermittelt

Tab. 2.2: Zusammenstellung wesentlicher Meßwerte
zur Erwärmung der Biegezugbewehrung

3. Folgerungen

3.1 Allgemeines

Die Bemessung biegebeanspruchter Stahlbetonbauteile erfolgt heute üblicherweise nach Schnittgrößen, die mit Hilfe der linearen Elastostatik (Zustand I) ermittelt werden ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons. Durch Ribbildung ergeben sich Bereiche unterschiedlicher Steifigkeiten, was bei statisch unbestimmten Lagerungsverhältnissen zu erheblichen Schnittkraftumlagerungen führt. Gegenüber den Bemessungsschnittgrößen bestehen damit deutliche Traglastreserven.

Insbesondere stützen sich durchlaufende Stahlbetonplatten seitlich auf den angrenzenden Plattenfeldern ab, so daß trotz starker Ribbildung und deutlicher Durchbiegung innerhalb der Platten sehr tragfähige Druckgewölbe entstehen. Tragreserven aus diesem Effekt werden bei der Konstruktion nicht genutzt, weil die im Plattenfeld eingesparte Bewehrung in den Umgebungsbauteilen zur verformungsarmen Aufnahme der Membrankräfte benötigt würde.

3.2 Übertragung des Modells auf den Katastrophenfall "Brand"

Die zur Zeit bestehende Brandschutzbemessung schließt sich an die "kalte" Bemessung an und läßt bei zweiachsig gespannten Platten gegenüber einachsig gespannten frei aufliegenden Platten eine verminderte Betondeckung der unteren Bewehrung zu, um vergünstigenden Spannungsumlagerungen vorsichtig Rechnung zu tragen. Bei statischen Systemen, die das Entstehen von Membrankräften ermöglichen, ist eine Entlastung der Feldbewehrung stets zu erwarten. Die Behinderung der freien Randrotation führt im Brandfall zu erhöhten negativen Momenten am Ort dieser Verformungsbehinderung und damit zu einer Verringerung der Feldmomente. Durchlaufende Plattensysteme sind grundsätzlich zu solchen Systemen zu zählen.

Die Versuche haben gezeigt, daß schon eine geringe Behinderung von Randverformungen bei Platten die Feldbewehrung fast vollständig entlasten kann, wenn die Zwangdruckkräfte deutlich unterhalb der Mittele-

bene in den Querschnitt eingetragen werden und die Randverdrehung behindern. Selbst dann, wenn die Größe dieser Zwangkräfte in den Umgebungsbauteilen einer realen Konstruktion eine starke Rißbildung zur Folge hat, wird die dort verbleibende geringere Dehnsteifigkeit des Zustandes II ausreichen, um den beschriebenen positiven Effekt auf die Brandsicherheit garantieren zu können.

Mit den experimentellen Untersuchungen sind "kleine", isolierte Brände behandelt worden. Die Verallgemeinerung über den experimentell abgesicherten Bereich hinaus ist schwierig /2/; zusätzlich dazu notwendige Annahmen müssen deutlich gemacht und die Einflüsse auf der sicheren Seite liegend ingenieurmäßig abgeschätzt werden.

3.3 Vorschläge für die praktische Anwendung

Es wurde gezeigt, daß die untere Bewehrung für die Feuersicherheit einer Plattenkonstruktion nicht maßgebend ist, wenn sich inmitten einer Gesamtkonstruktion vierseitig liniengelagerte Teilflächen ergeben. Durchlaufplatten auf tragenden Wänden können bis auf die Rand- und Eckfelder unabhängig von der Betondeckung ihrer Feldbewehrung in die meist geforderte Feuerwiderstandsklasse "F 90" eingestuft werden.

4. Literaturverzeichnis

- / 1/ Kiel, M. Versuche zum Trag- und Verformungsverhalten
brandbeanspruchter Stahlbetonplatten,
Beitrag im Arbeitsbericht 1981-83
des SFB 148 der TU Braunschweig, 1983
- / 2/ Wiese, J. Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung -
experimentelle und numerische Untersuchungen
zum Trag- und Verformungsverhalten,
Dissertation in Vorbereitung
- / 3/ Wiese, J. Pilotversuche zum Brandverhalten von Stahl-
betonplatten unter besonderen Verhältnissen,
Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987

- / 4/ Kordina, K. Beton Brandschutz Handbuch,
Meyer-Ottens, C. Beton-Verlag, Düsseldorf, 1981
- / 5/ Wiese, J. Brandversuche an quadratischen Stahlbetonplatten
- Grundgedanke, Durchführung und Überblick,
Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987

Der Einfluß des Grades einer Dehnbehinderung
auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten

von

Dipl.-Ing. Jürgen Wiese

Inhalt

1. Allgemeines
2. Versuchsbeschreibung
 - 2.1 Auswirkung einer schwachen Dehnbehinderung
 - 2.2 Auswirkung von stärkeren Dehnbehinderungen
 - 2.2.1 Verformungen
 - 2.2.2 Zwangkräfte
3. Kontrollversuche mit überhöhter Belastung
4. Zusammenfassung
5. Literatur

1. Allgemeines

In diesem Beitrag werden solche Versuche behandelt, die sich nur in der Größe der am Plattenrand freigegebenen Horizontalverschiebungen unterscheiden. Mit diesen Untersuchungen sollen verschieden dehnsteife Umgebungsbauteile um ein direkt beflamtes Plattenfeld herum simuliert werden. Die Versuche sind bei mehreren Plattendicken und Belastungsgraden durchgeführt worden.

Die Pressen, mit denen die Horizontalwege gesteuert worden sind, waren dabei stets auf der Höhe des unteren Plattenspiegels angeordnet. Ähnlich wie an aufgerissenen Querschnitten über Auflagerlinien wurden auf diese Weise die Zwangkräfte eingeleitet.

2. Versuchsbeschreibung

2.1 Auswirkung einer schwachen Dehnbehinderung

Zunächst sind 15 cm dicke Platten unter Gebrauchslast völlig ohne und mit einer schwachen Dehnbehinderung geprüft worden. Im Bild 1 sind die gemessenen Mittendurchbiegungen über der Zeit dargestellt.

Ohne Dehnbehinderung verformt sich die Platte in den ersten 20 Minuten relativ schnell (Durchbiegungsgeschwindigkeit = $7,5 \text{ cm}/15 \text{ min} = 0,5 \text{ cm/min}$). Daran schließt sich ein ca. einstündiger Zeitraum mit nahezu konstanter Durchbiegungsgeschwindigkeit von ca. $0,1 \text{ cm/min}$ an. Das Versagen wird mit einer raschen Zunahme der Verformungen eingeleitet und tritt nach ca. 100 Minuten bei der Platte ohne Randbalken und nach ca. 120 Minuten bei einer Platte mit umlaufendem Randbalken ein. Beide Platten bogen sich um weit mehr als 20 cm in der Mitte durch. Bei beiden Versuchen drückten die Horizontalpressen mit einer Mindesthaltekraft von ca. 75 kN je Presse gegen 2 Plattenränder, während die beiden gegenüberliegenden Ränder an die festen Widerlager stießen. So sind Vergleichswerte für die festgelegten Sollkurven (s. Bild 1.3 in /1/) gemessen worden. Diese Haltekkräfte beeinflussten jedoch bereits das Versuchsgeschehen.

0,25 cm/min auf, die im weiteren Versuchsablauf dann nicht mehr erreicht werden. Pro Presse entstehen in den ersten 15 Versuchsminuten Zwangkräfte von lediglich ca. 150 kN (Bild 2). Mit einem lauten Knall begannen in der 15. Minute Abplatzvorgänge an dem unteren Plattenspiegel, die über einen Zeitraum von ca. 15 Minuten anhielten. Währenddessen zeigte die zeitliche Durchbiegungsentwicklung keine auffallenden Veränderungen. Erst nach Abschluß der Abplatzungen in der 34. Versuchsminute fiel sie plötzlich auf einen Wert von unter 0,1 cm/min ab (Bild 1).

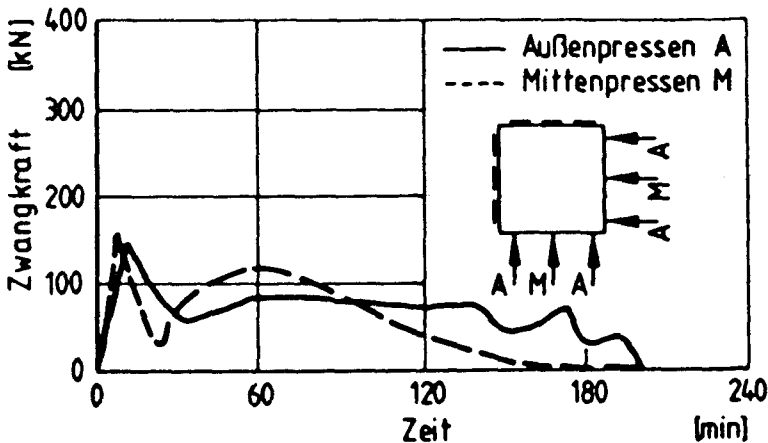


Bild 2: Zwangkräfte der Platte Q 3/82 bei schwacher Dehnbehinderung und Abplatzungen zwischen der 15. und 30. Brandminute

Im Gegensatz zu allen folgenden dehnbehinderten Platten war dieses Bauteil im naturfeuchten Zustand nach 186tägiger Lagerung bei normalen Bedingungen (ca. 20 °C, ca. 65 % Luftfeuchte) belassen. Der Feuchtigkeitsgehalt in den oberflächennahen Bereichen war größer als 4 Gewichtsprozent. Das führte zu den beobachteten Abplatzungen, die zunächst großflächig den Beton unterhalb der unteren Mattenbewehrung wegsprengte. Sogar oberhalb der nun freiliegenden Bewehrung sind Betonteile gelöst worden, so daß die tatsächliche Plattendicke lediglich 50 % bis 70 % der Ausgangsdicke betrug (s. Bild 2.6 in /2/).

Im weiteren Versuchsablauf spielen sich folgende Vorgänge im Bauteil ab:

Der dünne Restquerschnitt wird so durchwärmt, daß ein nahezu linearer Temperaturgradient entsteht. Die Zwangkräfte sind zu Beginn der Abplatzvorgänge schlagartig abgefallen und in der Folgezeit wieder bis fast auf den Wert vor den Abplatzungen angestiegen. Zwischen der 60. und der 135. Minute sanken an den Pressen die Zwangkräfte stetig ab. Anschließend betrugen sie i.M. ca. 30 kN.

Als nach über 200 Minuten Branddauer der Versuch abgebrochen wurde, hatte sich die Verformungsgeschwindigkeit noch nicht spürbar erhöht, so daß ein baldiges Bauteilversagen nicht zu erwarten war.

An den festgehaltenen Ecken haben sich die Kräfte nach der 35. Minute weiter ständig leicht erhöht und betrugen ca. 35 kN. Dies deutet darauf hin, daß in den Eckbereichen keine großen Schäden vorlagen. Wegen der nachgiebigen Haltekonstruktion konnten sich hier auch keine stärkeren Kräfte ausbilden (Bild 3).

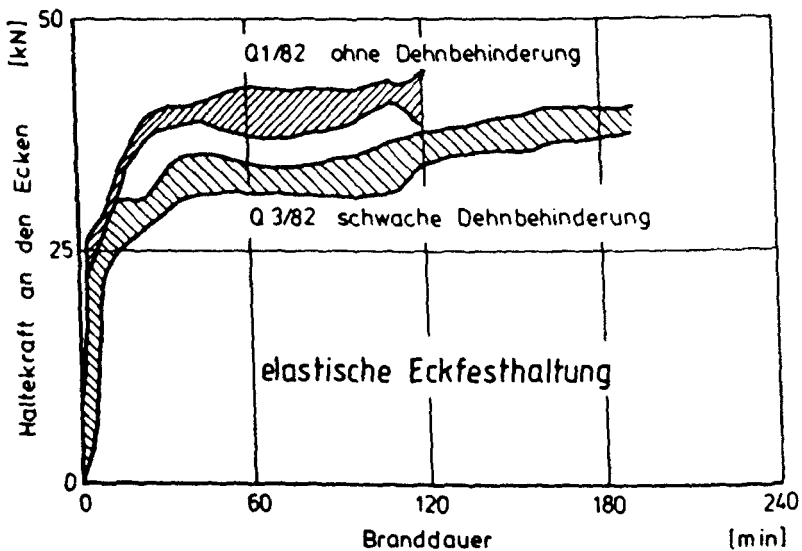


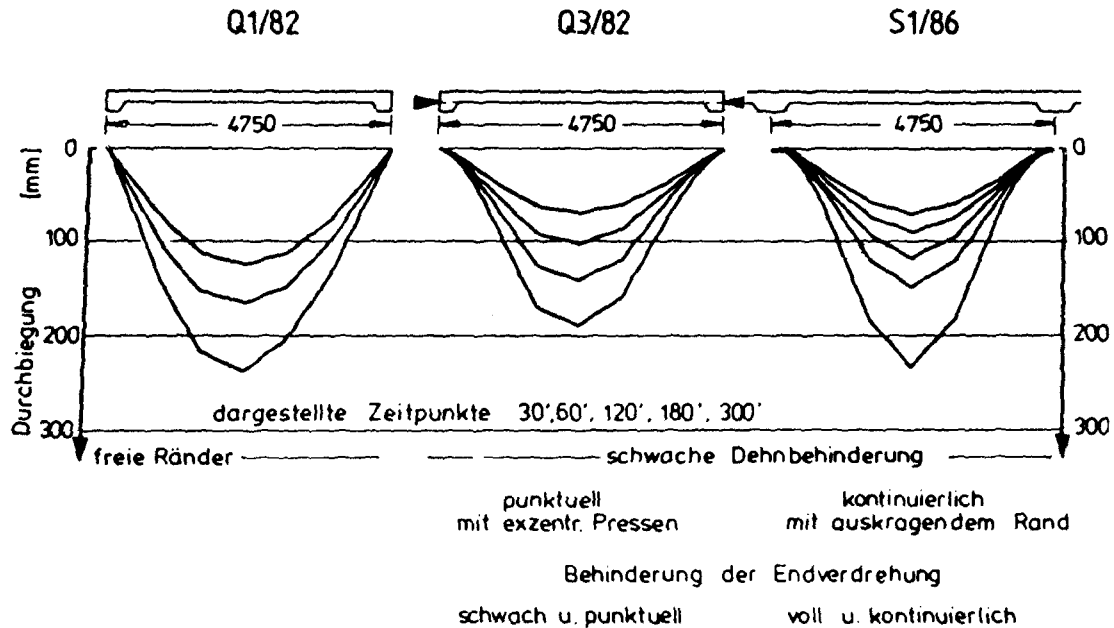
Bild 3: Einfluß der Dehnbehinderung auf die vertikalen Haltekräfte an den elastisch gehaltenen Ecken

Die oben besprochenen Versuche zeigen, daß einerseits durch die teilweise Behinderung der Längsdehnung Abplatzungen des Betons begünstigt werden, andererseits jedoch die Tragfähigkeit dadurch nicht ungünstig

beeinflusst werden muß.

Das beflamnte Feld des Plattensystems S 1/86 wird von dem ca. 1 m breiten kalten Randstreifen ebenfalls lediglich schwach an der freien Dilatation gehindert /3/. Jedoch wirkt in diesem Fall die Dehnbehinderung an 3 Seiten des Umfanges kontinuierlich und es ist hier eine nahezu vollständige Rotationsbehinderung wirksam. Die Entwicklung der Mittendurchbiegung ist im Bild 1 mit dargestellt. Offensichtlich trägt ganz maßgeblich der Verdreh-Widerstand am Rand zur Reduzierung der Verformung bei. Im Bild 4 sind Krümmungswechsel in den Biegelinien mit behinderter Randverdrehung zu erkennen. Bei diesem Versuch sind keine Abplatzungen erfolgt.

Bild 4: Einfluss verschiedenartiger schwacher Behinderungen der Ausdehnung auf das Biegeverhalten



2.2 Auswirkung von stärkeren Dehnbehinderungen

2.2.1 Verformungen

Mit den darauffolgenden Untersuchungen sollte festgestellt werden, ob durch weitere Reduzierung der freigegebenen Horizontalverschiebung der günstige Einfluß einer Dehnbehinderung auf das Brandverhalten gesteigert werden kann. Zusätzlich wurden die Platten - wie in /1/ beschrieben - vorgetrocknet, um die Gefahr des Abplatzens zu reduzieren. Bei gleicher Belastung ist die Plattendicke von 15 cm auf 10 cm verringert worden. Damit verringert sich der Hebelarm der inneren Kräfte um mehr als ein Drittel. Die überhöhte Spannungsausnutzung der Biegezugbewehrung, wie sie sich aus einer üblichen statischen Berechnung ergibt, läßt eine Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse nicht sinnvoll erscheinen.

Wieder werden die Durchbiegungs/Zeit-Kurven besprochen (s. Bild 5). Es fällt auf, daß bei einer Halbierung der zugelassenen horizontalen Dehnwege die Verformungen nur noch schwach reduziert werden und die Tragfähigkeitsdauer sich nur von 120 Minuten auf ca. 130 Minuten geringfügig erhöht. Hier werden die üblicherweise unberücksichtigten hohen Tragreserven dehnbehinderter Biegebauteile deutlich.

Bei extremer Dehnbehinderung dagegen entwickeln sich die Durchbiegungen zunächst wie erwartet etwas langsamer als bei den weniger stark gezwängten Platten so lange, bis die Mittendurchbiegung den Wert der Plattendicke übersteigt (Bild 5). Nach diesem Zeitpunkt (in der 30. Minute) tritt eine Beschleunigung in den der Verformungen auf, und der Probekörper versagt in der 45. Minute bei einer Mittendurchbiegung von über 20 cm weit vor den beiden Vergleichsplatten. Der entscheidende Augenblick ist die 30. Versuchsminute, wo ein Stabilisierungseffekt bei den Platten mit noch möglichen Verschiebungen auftritt und wo sich die viel stärker gezwängte Platte weiterhin rasch, sogar progressiv durchbiegt.

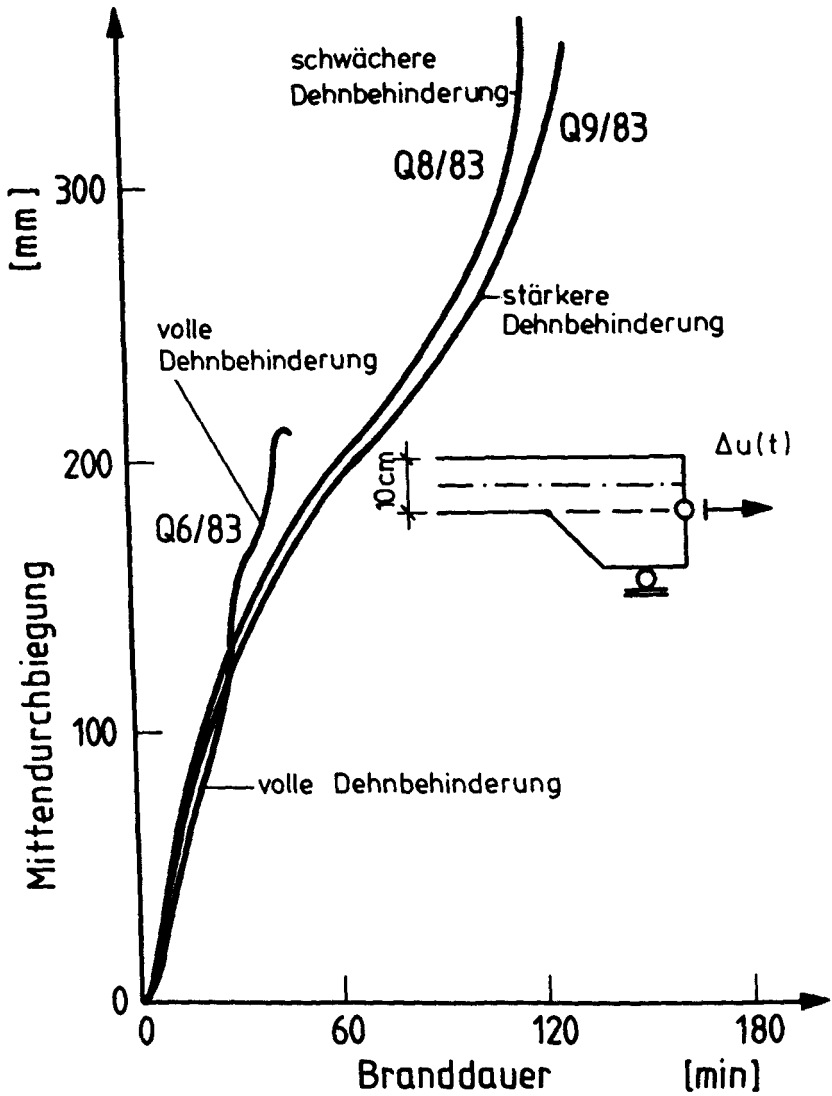


Bild 5: Einfluß des Grades einer exzentrischen Dehnbehinderung auf das Verformungsverhalten 10 cm dicker Platten

2.2.2 Zwangkräfte

Im Bild 6 sind die an den horizontalen Pressen aufgetretenen Zwangkräfte der oben besprochenen 3 Platten dargestellt. Mit steigendem Grad der Dehnbehinderung nimmt auch das Maximum der Zwangskraft zu. Ein Grenzwert wird bei der vollen Dehnbehinderung erreicht. Bei dieser Druckbeanspruchung ist die Querschnittstragfähigkeit der Platte erreicht, und Betonzerstörungen sind die Folge (s. Bild 10). Die Zwangkräfte nehmen dabei bis zum Versagen schnell ab.

Ähnlich hohe Werte treten bei den beiden Platten mit reduzierter Dehnbehinderung nicht auf.

Die maximalen Zwangkräfte sind bereits in den ersten 30 Minuten der Brandversuche zu beobachten. Danach erfolgt ein Abbau der Zwängungen. Wegen der großen Randverdrehungen ist der tatsächlich freigegebene Weg größer als der Sollweg und gleichzeitig wird die Ausmitte der Zwangskraft vermindert /1/.

Der Effekt der Sehnenverkürzung der sich durchbiegenden Platten hat bei diesen Versuchen meßbare Größen erreicht. Im Bild 7 ist die Ausdehnung der Platten bei den mittleren Pressen - in Platten-Mittelebene - dargestellt. Es wird deutlich, daß sich die Platten im Mittelbereich nicht ständig ausdehnen, sondern daß sie sich sogar scheinbar zusammenziehen. In diesen Bereichen entziehen sie sich offenbar der Zwängung.

Die Platten wurden nach dem Abfall der Zwangkräfte, bis das Bauteilversagen eintrat, mit den Pressenhaltekräften kraftgesteuert gezwängt.

Obwohl die Zwangkräfte und -momente bei der stärker gezwängten Platte während der letzten Stunde des Brandversuches an den Außenpressen noch eine beachtliche Größe besaßen, ist die Mittendurchbiegung nur unwesentlich geringer als bei der Vergleichsplatte mit schwacher Dehnbehinderung. Daraus läßt sich ableiten, daß die Wirkung der Zwangkräfte bei stark verformten Platten auf die Randbereiche begrenzt ist.

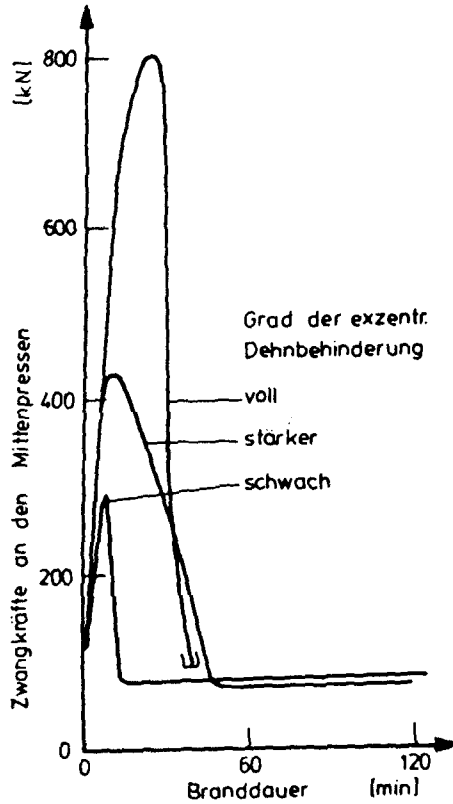
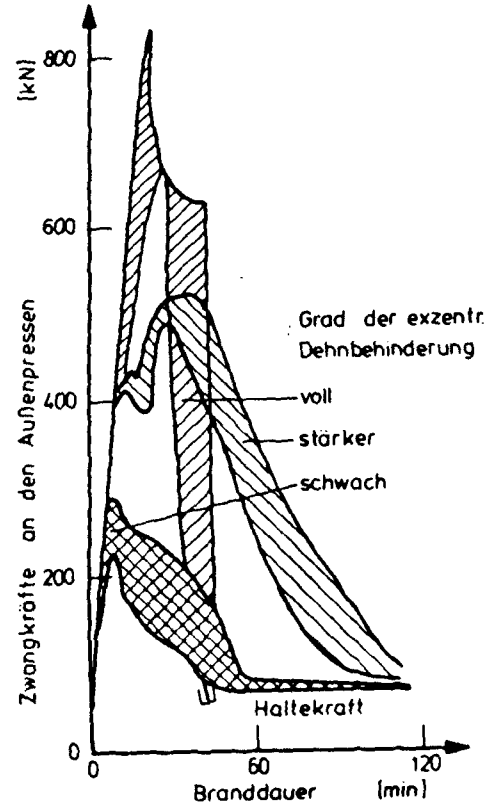


Bild 6: Einfluß des Grades einer exzentrischen Dehnbehinderung auf die Zwangkräfte 10 cm dicker Platten

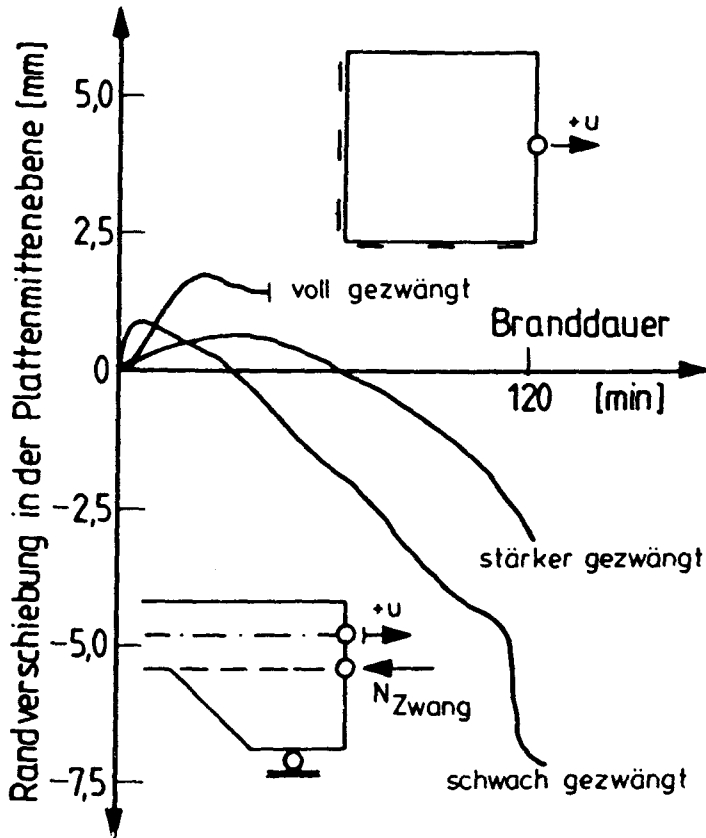


Bild 7: tatsächliche Randverschiebung an den Mittenpressen bei Versuchen mit 10 cm dicken Platten und bei unterschiedlichem Grad der Dehnbehinderung

3. Kontrollversuche mit überhöhter Belastung

Mit den Platten Q 2/84 und Q 4/84 wurde die Frage untersucht, ob eine Dehnbehinderung im günstigen Wirkungsbereich (nämlich zwischen Null und "voll") auch bei stark überhöhter Belastung eine große Tragfähigkeitsdauer hervorrufen kann. Beide Platten sind mit einer Nutzlast von über 220 kN beaufschlagt worden, wobei nun die Plattendicke 12 cm betrug.

Die Bestimmung der Bewehrungsausnutzung erfolgt unter der Annahme unbehinderter Randverdrehung (wegen der im Brandversuch gemessenen hohen Werte für die Randneigung) mit Hilfe der "Czerny-Tafeln" zur Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen und des k_h -Verfahrens ohne Längskrafteinfluß zur Bestimmung der erforderlichen Bewehrungsmenge. In Anlehnung an die gemessenen Festigkeiten ist von einem B35 ausgegangen worden. Danach ergibt sich gemäß DIN 4102, Teil 4:

$$\text{Ausnutzung} = \frac{\text{vorh. Spannung}}{\text{Zugfestigkeit}} = 0.84 \quad \text{des Stahls, und damit}$$

$$\text{crit } T = 350 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \text{für beide Bewehrungsrichtungen, wenn keine Spannungsumlagerung eintritt.}$$

Nach weniger als 30 Minuten war diese Temperatur erreicht, und bei Versuchsende wurden dort über 700 °C gemessen.

Obwohl sich die freigegebenen Horizontalverschiebungen um den Faktor 2 unterschieden, ist das Verformungsverhalten nahezu identisch. Erst nach Überschreiten einer Mittendurchbiegung von ca. 12 cm biegt sich die stärker gezwängte Platte schneller durch als die weniger gezwängte. Der Versagenszeitpunkt liegt bei beiden Platten bei ca. 75 Minuten (s. Bild 8).

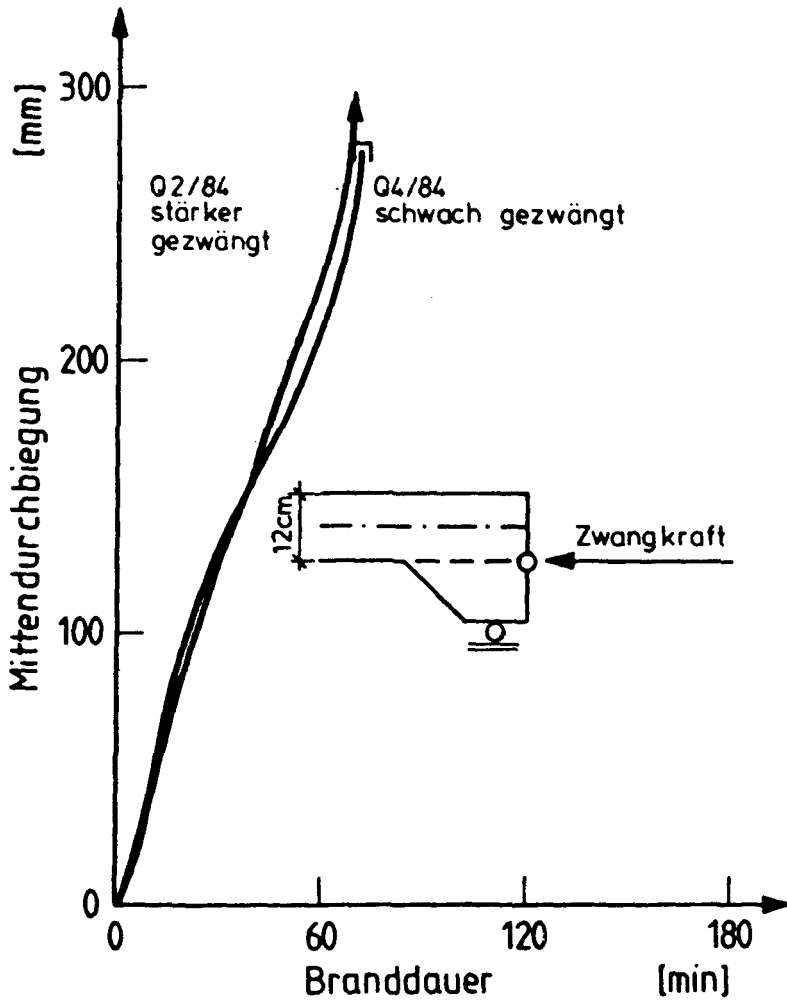


Bild 8: Verformungen stark überbelasteter Platten bei unterschiedlichem Grad einer exzentrischen Dehnbehinderung

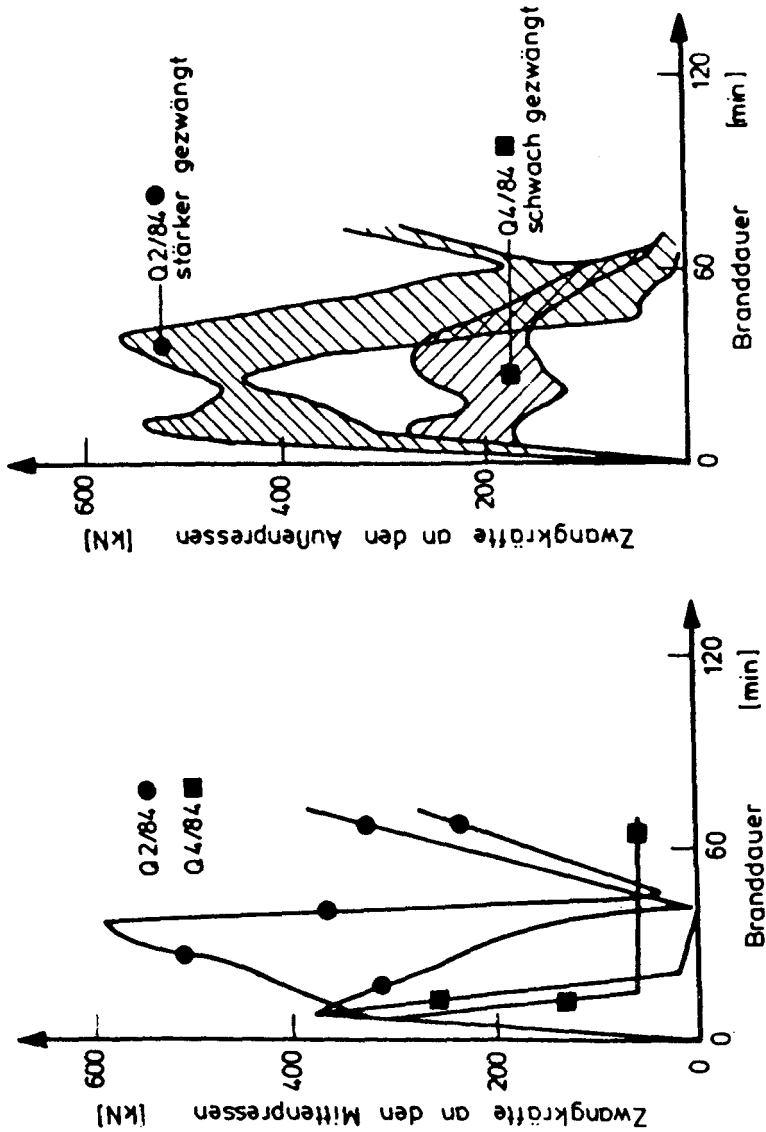


Bild 9: Zwangkräfte stark überbelasteter Platten bei unterschiedlichem Grad einer exzentrischen Dehnbehinderung

Die Zwangskraftentwicklung (Bild 9) ist von Beginn der Versuche an direkt mit der Größe der freigegebenen Wege verknüpft. An den Außenpressen sind die max. Kräfte bei halbem zugelassenen Weg ca. doppelt so groß wie bei schwacher Dehnbehinderung. Im Falle der stärkeren Zwängung fallen die Zwangkräfte rasch nach dem Erreichen des Maximums ab (nach ca. 45 Minuten). Bei dieser Platte sind daraufhin die Wege festgehalten worden, so daß sich sofort wieder an allen Pressen Kräfte aufbauen konnten.

Zu diesem Zeitpunkt lag die Mittendurchbiegung über 15 cm, so daß sicherlich nur noch unbedeutende Anteile der Zwanglängskräfte durch das Zentrum geleitet wurden. Es ist auch eine schnellere Verformung sichtbar, die auf die nun stärker abnehmende Steifigkeit der Plattenecken zurückzuführen ist.

Die schwächer gezwängte Platte versagt etwa 5 Minuten vor der stärker gezwängten Vergleichsplatte, welche sich im Versagensmoment fast 40 cm durchgebogen hatte.

4. Zusammenfassung

Die Plattenversuche haben gezeigt, daß eine mäßige Dehnbehinderung, die noch einen gewissen horizontalen Verschiebungsweg ermöglicht, das Verformungsverhalten positiv beeinflusst. Die Durchbiegungen werden durchweg verringert und die Tragfähigkeitsdauer erhöht. Dazu sind keineswegs sehr große Kräfte erforderlich. Vielmehr kommt es darauf an, daß der freien Verformbarkeit ein Widerstand entgegengesetzt wird. Die Höhe der Zwangskraftgrößen ist dann lediglich die Folge aus der Temperaturbeanspruchung, den Steifigkeiten der Bauteile und der genauen Lage der Resultierenden aus den Zwangsspannungen am verformungsbehinderten Rand.

Dieser positive Effekt kann auch dann aktiviert werden, wenn die Bauteile wegen ihres geringen Alters oder wegen eines besonderen Umgebungsklimas große Feuchtigkeitswerte in den äußeren Betonzonen aufweisen. Typische Abplatzungen nach 15 bis 30 Minuten Branddauer führen nicht zwingend zum Bauteilversagen.

Extreme Dehnbehinderungen hingegen können zu einem Betondruckversagen im Krafteinleitungsbereich führen, das sich über den gesamten Randbereich ausbreiten kann und damit die Auflagerbedingungen total verändert. Ein Bauteilversagen wird so eingeleitet. Die hier auftretenden Ablösungen von Betonteilen sind unabhängig vom Feuchtegehalt und werden hier aus diesem Grunde als Absprengungen bezeichnet, um auch eine begriffliche Unterscheidung zu dem wassergehaltsabhängigen Abplatzen herbeizuführen (s. Bild 10).



Bild 10: Betonabsprengungen am Plattenrand
aufgrund örtlich extrem hoher Zwangkräfte

5. Literaturverzeichnis

- / 1/ Wiese, J. Brandversuche an quadratischen Stahlbetonplatten
 ~ Grundgedanke, Durchführung und Überblick,
 Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
 des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987
- / 2/ Wiese, J. Der Einfluß des Bewehrungsgrades
 auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten,
 Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
 des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987
- / 3/ Wiese, J. Pilotversuche zum Brandverhalten von Stahl-
 betonplatten unter besonderen Verhältnissen,
 Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
 des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987

Der Einfluß der Belastung
auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten

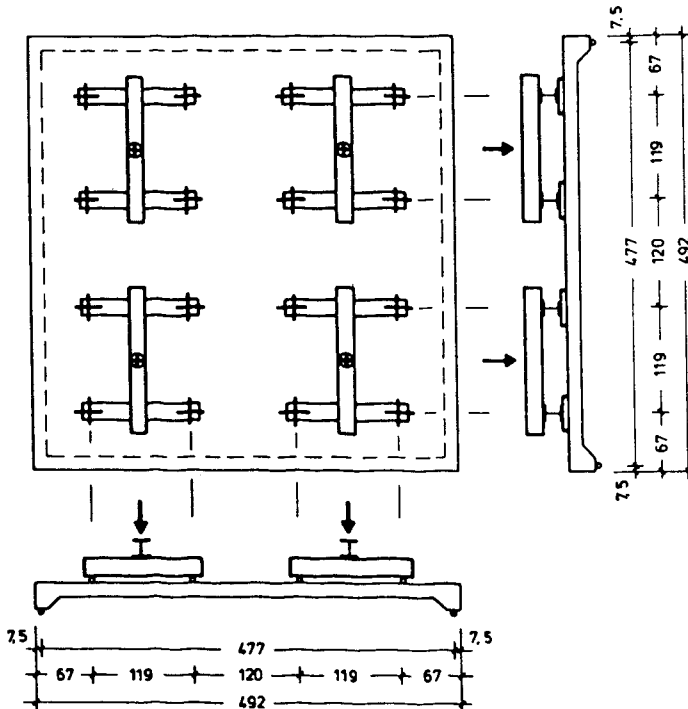
von
Dipl.-Ing. Jürgen Wiese

Inhalt

1. Zielsetzung
2. Lasteinfluß bei teilweiser Dehnbehinderung
3. Lasteinfluß bei vollständiger Dehnbehinderung
 - 3.1 Allgemeines
 - 3.2 Versuche mit 15 cm dicken Platten
 - 3.3 Versuche mit 12 cm dicken Platten
4. Zusammenfassung
5. Literatur

1. Zielsetzung

Mit den hier durchgeführten Versuchen ist der Frage nachgegangen worden, wie die Lastausnutzung das Brandverhalten einer Stahlbetonplatte beeinflusst. Gleichzeitig soll dem Schwerpunkt der Untersuchungen - der Berücksichtigung einer Zwängung durch Behinderung der freien Randverschiebung - Rechnung getragen werden. Die Versuche umfassen die Dehnbehinderungsgrade schwach, stärker und voll (s. Bild 1.3 in /1/) bei Verwendung von 12 und 15 cm dicken Platten.



4 Lastverteiler aus IPB 180, $\sigma' 240 \text{ kp}$

Bild 1.1 Lasteinleitungspunkte bei verteilter Last

Um keine unüberschaubare Vielfalt von individuellen Plattenbelastungen zu schaffen, wurde als "Richtlast" die Gebrauchslast für die 15 cm dicke Platte bei Verwendung von Matten Q 257 mit $P_v = 145 \text{ kN}$ gewählt, die auf 16 Punkte verteilt wird (Bild 1.1). Dieser Lastbestimmung

liegen die Richtlinien der DIN 1045 zugrunde. Eine tragfähigkeitssteigernde Wirkung einer horizontalen Randfesthaltung wird hier nicht berücksichtigt und die DIN-Werte für die Materialkennwerte werden für die Bemessung angenommen.

Die Untersuchungen /2/ und /3/ führten zu der Erkenntnis, daß die Membrankräfte in dehnbehinderten Stahlbetonplatten die randnahen Bereiche des beflamten Teils vorspannen und einen Druckring um das Plattenzentrum herum entstehen lassen. Dieser Druckring ist sehr tragfähig. Die auf ihm stehenden Lasten werden über Gewölbewirkung abgetragen.

Die Tragfähigkeit dieser randnahen Zonen bestimmt das Tragverhalten der gesamten Platte. Dem Einfluß der Nutzlast bei verschiedenen Graden einer Behinderung der freien Längsausdehnung auf die Beanspruchbarkeit dieses Druckringes ist mit Versuchen nachgegangen worden.

2. Lasteinfluß bei teilweiser Dehnbehinderung

In Bild 2.1 ist die zeitliche Entwicklung der Mittendurchbiegung während des Brandversuches von 12 cm dicken Platten dargestellt, bei denen die Belastung und die Größe der Dehnbehinderung bei voller Ausmitte $e/D = 0,5$ variiert worden sind. Auffallend ist die Identität der vier Kurven bis zu einer Mittendurchbiegung von ca. 7,5 cm nach ungefähr 15 Minuten Branddauer. In dieser ersten Viertelstunde ist das Verformungsverhalten unabhängig von Last und Zwangskraftentwicklung. Die schwach belastete, stärker gezwängte Platte Q 3/84 biegt sich ab jetzt langsamer weiter durch als alle anderen Vergleichsplatten und entwickelt sowohl an den Mittenpressen als auch an den Außenpressen bis auf hohe Beträge wachsende Zwangkräfte, während diese bei den anderen Platten sehr rasch abfallen (Bilder 2.2 und 2.3). Scheinbar halten hier also auch zu einem wesentlichen Teil die Mittenpressen die Platte, obwohl die Kräfte bezüglich der Plattenmitte wegen der großen Durchbiegung schon einen ungünstigen Hebelarm aufweisen und somit die Verformungen beschleunigen müßten.

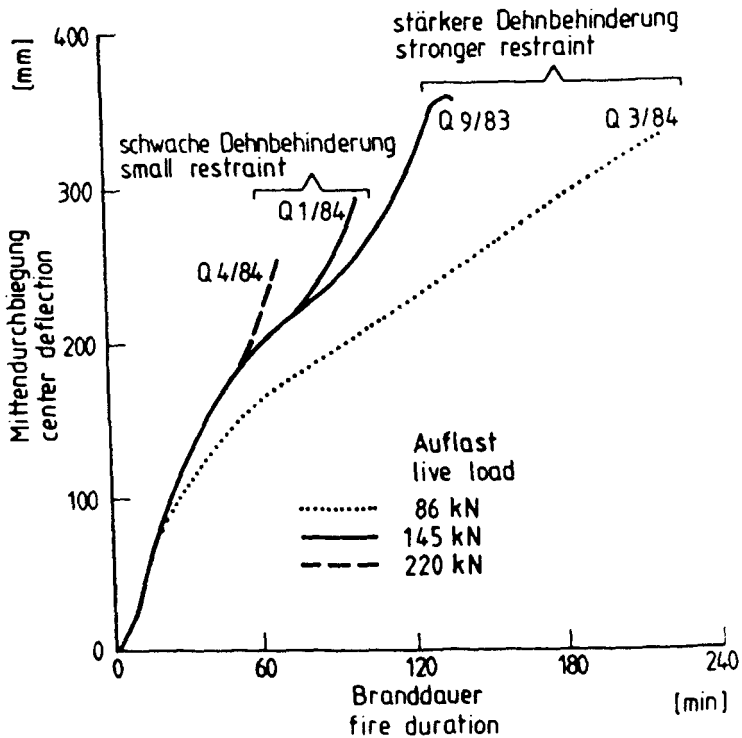


Bild 2.1: Durchbiegungsentwicklung von Platten mit unterschiedlich hoher Dehnbehinderung und verschieden hohen Belastungen

Die Eckbereiche der geringer belasteten Platte Q 3/84 verformen sich nur relativ wenig (Bilder 2.4 und 2.5), so daß die Horizontalkräfte von den Mittenpressen zu einem großen Anteil in die Ecken abstrahlen können. Die maximale Zwangskraft an den Mittenpressen von ca. 700 kN wird nach 40 Minuten erreicht, als die Mittendurchbiegung schon die Größe der Plattendicke überschritten hatte. Danach fallen die Kräfte an den Mittenpressen stetig ab.

Bild 2.2: Zwangkräfte bei schwacher Dehbehinderung
und unterschiedlich hoher Nutzlast

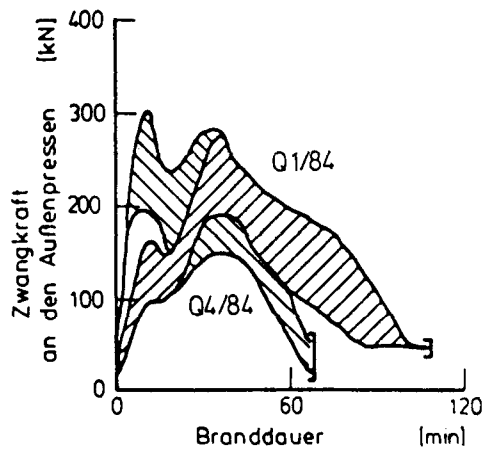
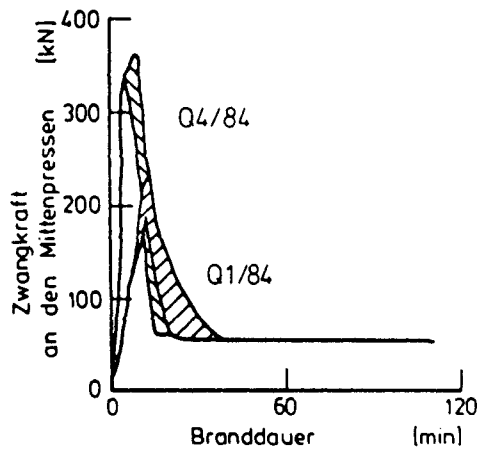


Bild 2.3: Zwangkräfte bei stärkerer Dehnebehinderung
und unterschiedlich hoher Nutzlast

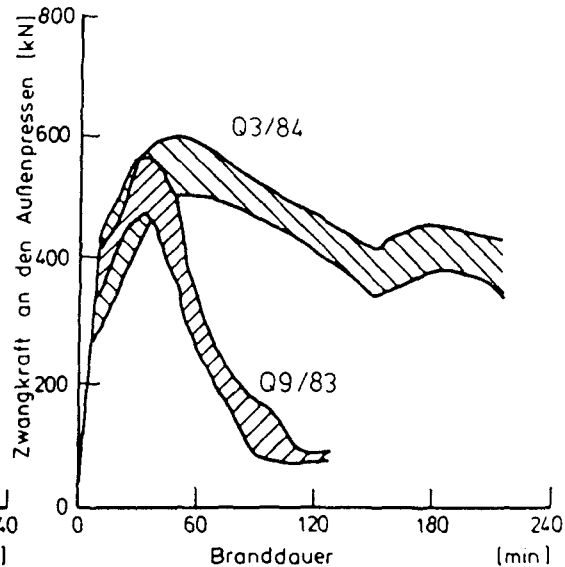
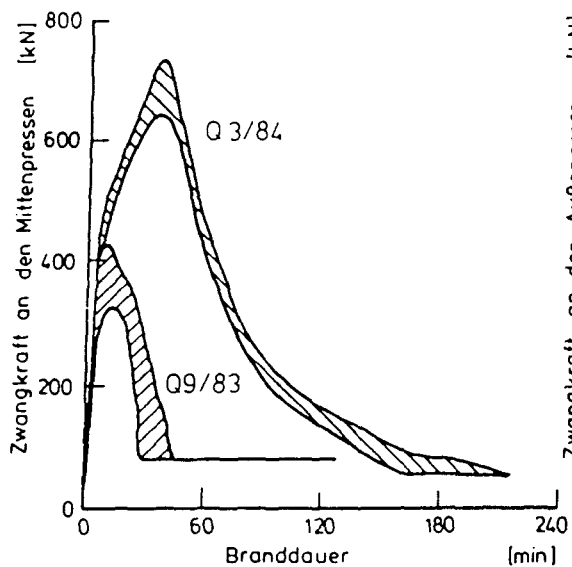
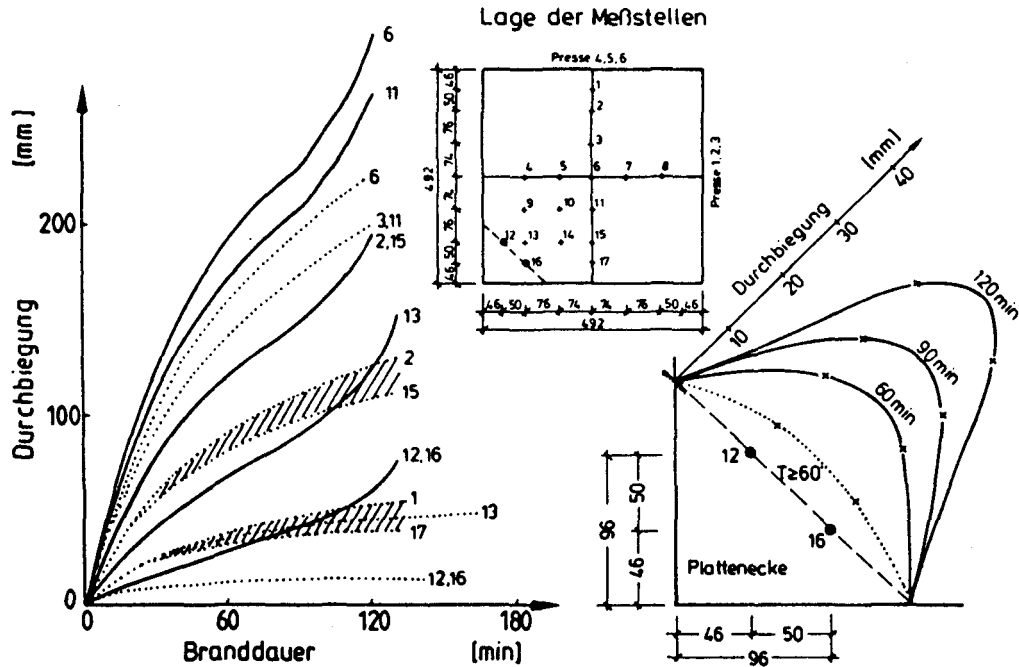
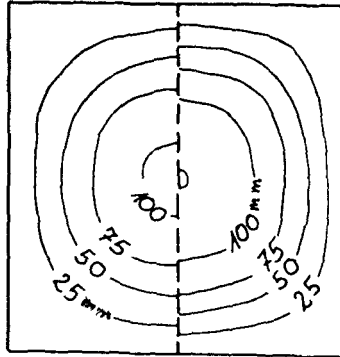


Bild 2.4: Verformungen bei stärkerer Zwängung
 Platte Q 3/84: Nutzlast = 86 kN
 Platte Q 9/83: Nutzlast = 145 kN —

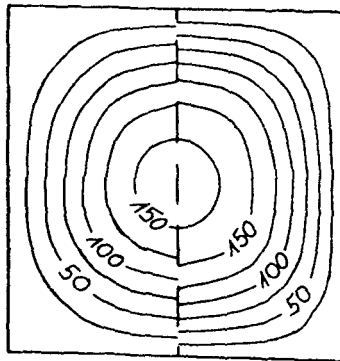


Q3/84

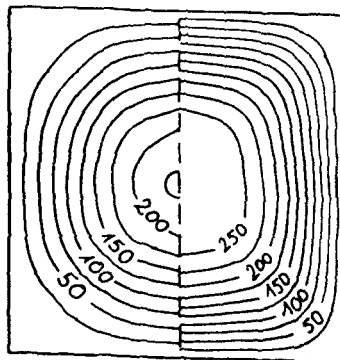


Q9/83

n. 30 Minuten



n. 60 Minuten



n. 120 Minuten

Bild 2.5: Durchbiegung: Biegefiguren bei stärkerer Zwängung
 Platte Q 3/84: Nutzlast = 86 kN
 Platte Q 9/84 : Nutzlast = 145 kN

Günstig auf das Tragverhalten wirken hier die hohen Kräfte der Außenpressen (Bild 2.3), die die praktisch unverformten Eckbereiche weiter aussteifen und so das Durchbiegungsbestreben in Feldmitte behindern. So können auch die Zwängungsanteile aus den Mittenpressen aufgefangen werden.

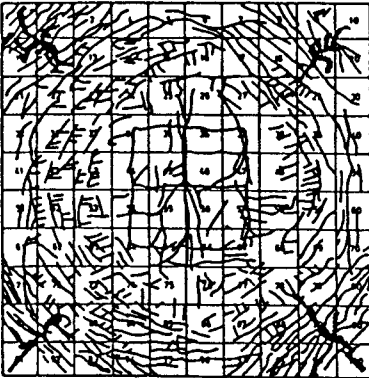
Offensichtlich konnte sich bei dieser schwach belasteten Platte ein sehr steifer Druckring ausbilden, der die gesamte Platte umgibt und mit seiner hohen Steifigkeit die Verformungen behindert und die Tragfähigkeit der Platte bis zum Versuchsende nach ca. 4 Stunden Branddauer gewährleistete. Die Platte versagte nicht. Die kritischen Durchbiegungen sind also die der Eckbereiche. Bei extremen Mittendurchbiegungen können die Platten noch hohe Lasten abtragen, wenn sich aus einer Dehnbehinderung heraus ein steifer Druckring ausbilden kann. Dessen Existenz ist aber an nur schwach verformte Eckbereiche gebunden. Die Einhaltung dieser notwendigen Bedingung ist offensichtlich von der Größe der Last abhängig. Wenn es durch konstruktive Maßnahmen gelingt, die Biegesteifigkeit der Platteneckbereiche zu erhöhen, so kann damit einerseits bei gleichbleibender Last die Feuerwiderstandszeit oder bei gleicher Versagenszeit die "Nutzlast" gesteigert werden.

Im Falle der Platte Q 4/84 tritt trotz einer geringeren Dehnbehinderung und der gegenüber der zulässigen Gebrauchslast gesteigerten Last keine Änderung in der Entwicklung der Mittendurchbiegung bis ca. 10 Minuten vor dem Systemversagen auf. Dieses Verhalten bestätigt den oben geschilderten Tragmechanismus. Hier kann sich wegen der stark verformten Ecken kein tragfähiger stabilisierender Druckring bilden - die Zwangkräfte an den Außenpressen bleiben gering.

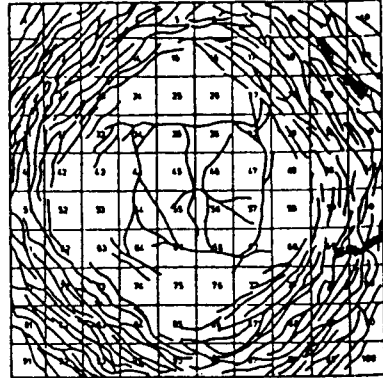
Der zeitliche Beginn des Bauteilversagens ist wieder lastabhängig. Größere Lasten leiten den Bruch eher ein als niedrigere Lasten.

Die Reißbilder (Bild 2.6) belegen, daß ein Versagen der diagonal verlaufenden Drucksstreben in den Ecken als Versagensmechanismus angesehen werden muß.

stärkere Dehnbehinderung

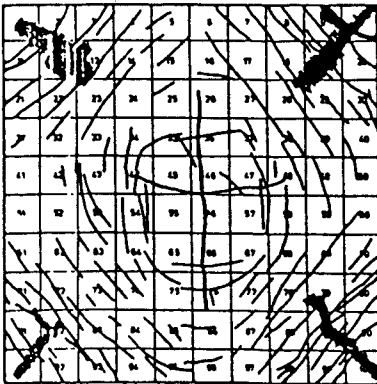


Q9/83 Last = 145 kN
Versagen n. 130 Minuten

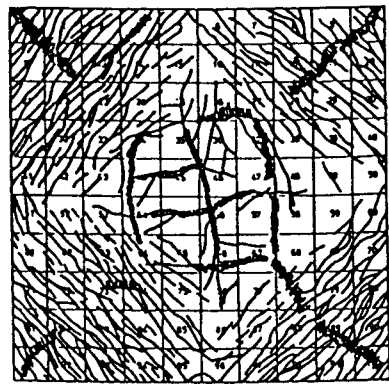


Q3/84 Last = 86 kN
kein Versagen 190 Minuten

schwache Dehnbehinderung



Q4/84 Last = 220 kN
Versagen n. 67 Minuten



Q1/84 Last = 145 kN
Versagen n. 100 Minuten

Bild 2.6: Risse auf den Plattenoberseiten
zum Versagenszeitpunkt bzw. zum Versuchsende
bei verschiedener Zwängung und Belastung

3. Lasteinfluß bei vollständiger Dehnbehinderung

3.1 Allgemeines

Aus Bild 2.1 könnte entnommen werden, daß eine Steigerung des Grades einer Dehnbehinderung die Feuerwiderstandsdauer vergrößert. Bei vollständiger Dehnbehinderung sind 10 cm und 15 cm dicke Platten geprüft worden, deren Belastung teilweise die Gebrauchslasten weit übertrafen.

Die Frage war, ob sich nun ein noch wesentlich steiferer Druckring bilden kann, der womöglich das gesamte Plattenfeld kontinuierlich stark vorspannt und so wie eine volle Randeinspannung an allen vier Rändern wirkt und die Krümmung der Querschnitte stark verringert. Bei welcher Belastung stellen sich dann doch Durchbiegungen ein? Tritt ein Stabilitätsversagen auf?

3.2 Versuche mit 15 cm dicken Platten

Zwei Versuche wurden mit 15 cm dicken, hoch überbelasteten Platten und der Laststellung als Versuchsparameter durchgeführt (Bild 3.1). Von Beginn der Beflammung an bogen sich die vollständig dehnbehinderten Platten durch, obwohl die Pressen mit einer Exzentrizität von $e/D = 0,5$ unterhalb der Plattenmittenebene angriffen (Bild 3.2).

Wie erwartet, bauten sich sofort große Zwangkräfte auf. Die dazu gehörenden rückdrehenden Zwangmomente hätten den Randquerschnitt an einer Rotation viel stärker behindern sollen (Bild 3.3).

Da die zwängenden Horizontalpressen jedoch, wie in /1/ beschrieben, eine Gelenkkette bilden, konnten sie nicht im geplanten Maße die Randrotation behindern, sondern wichen nach oben aus. Wenn dem Rand jedoch eine Verdrehung möglich ist, so können sich auch große Durchbiegungen im Plattenfeld ergeben. Dies war hier im Begriff zu entstehen.

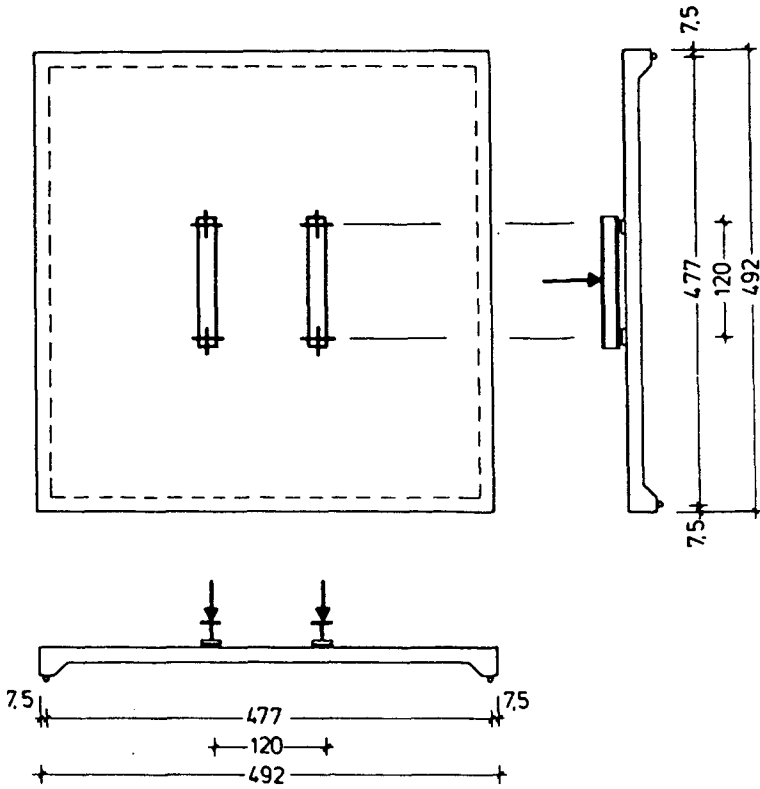


Bild 3.1: Lasteinleitung für im Zentrumsbereich
konzentrierte Nutzlasten

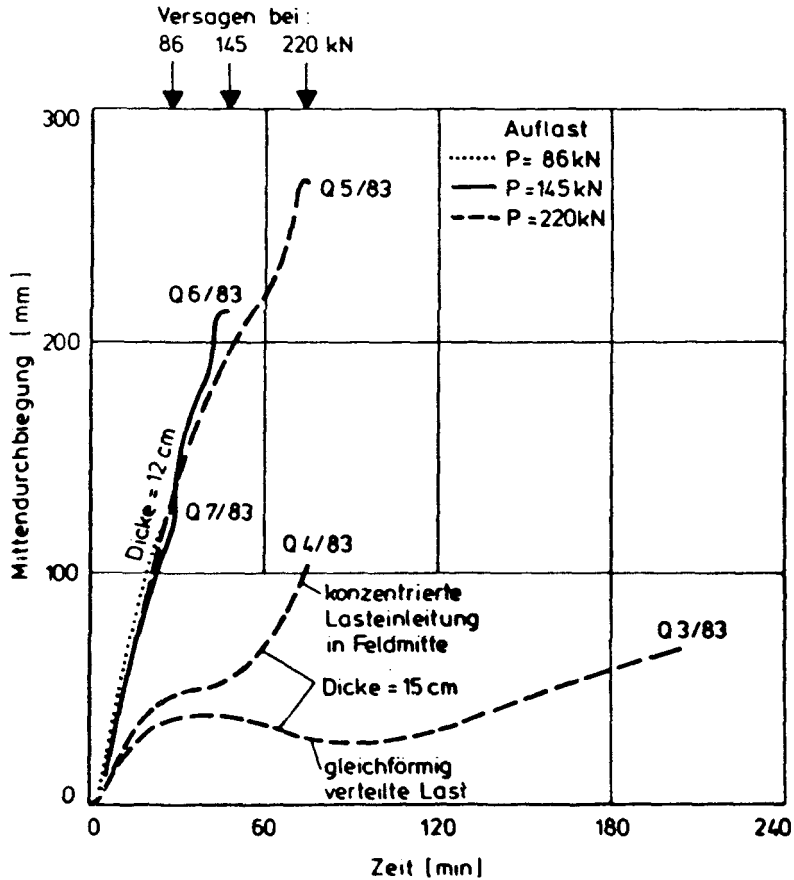


Bild 3.2: Mittendurchbiegung voll gezwängter Platten

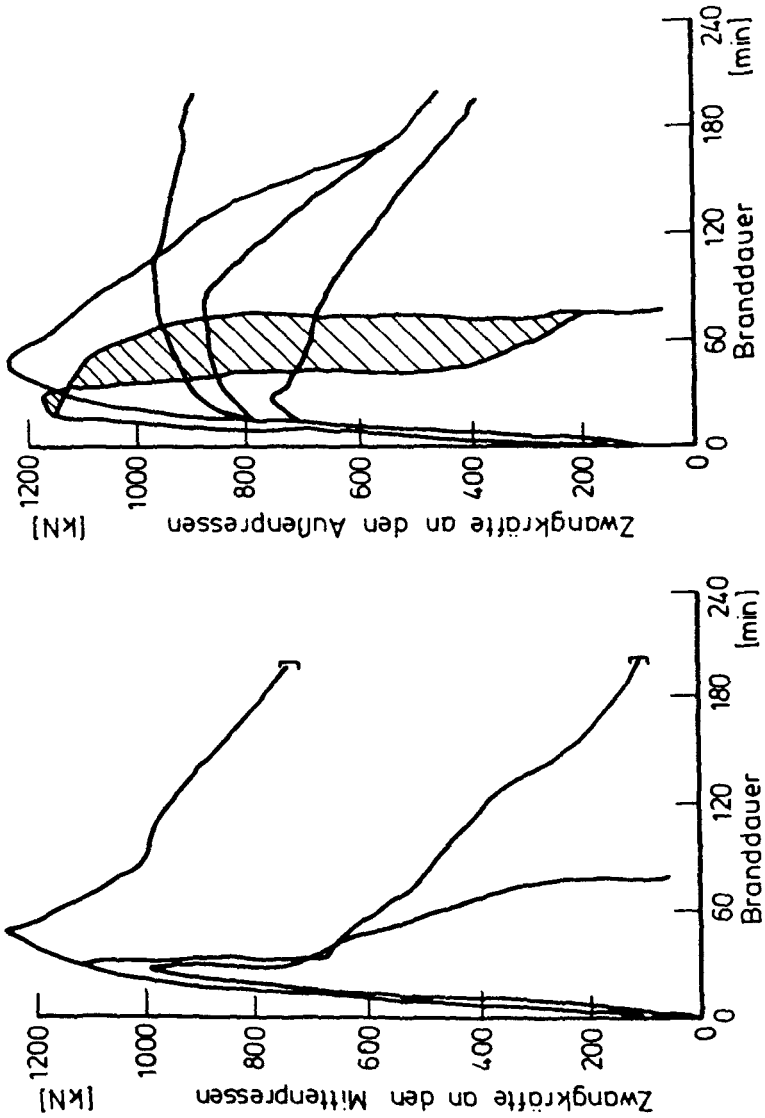
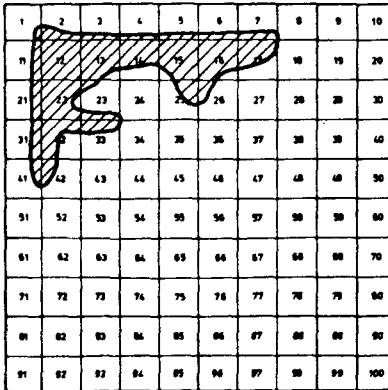


Bild 3.3: Zwangkräfte bei voller Dehnbehinderung

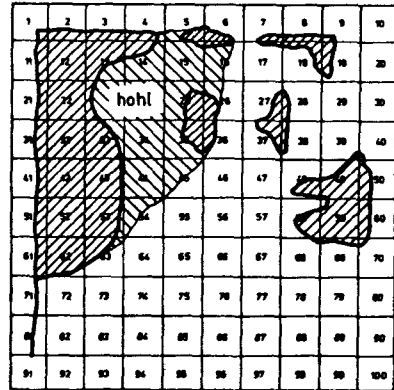
Platte Q 4/83 mit konzentrierter Lasteinleitung

Platte Q 3/83 mit gleichmäßiger Lasteinleitung

Nutzlast bei beiden Platten: 220 kN



**Q3/83 ohne Versagen
gleichmäßige Lasteinleitung**



**Q4/83 Versagen n. 70 Minuten
mittige Lasteinleitung**

Bild 3.4: Bereiche der Betonabsprengungen
an den Plattenunterseiten bei voller Dehnbehinderung

Aus der trotzdem stark wirkenden Behinderung der thermischen Längsdehnung wuchsen die Zwangkräfte an allen sechs Pressen bis auf ca. 1200 kN an. Die konzentriert eingeleiteten Kräfte zerstörten nach 20 bis 30 Minuten den Beton in der Nähe der Pressen. Mit lautem Knallen erfolgten Betonabsprengungen; der verbleibende Restquerschnitt im betreffenden Randbereich hatte nur noch die Hälfte bis 2/3 der Ausgangsdicke (Bild 3.4). Dieser Vorgang war mit einem sprunghaften Abfall der Zwangkräfte verbunden.

Bis zu diesem Zeitpunkt war jedoch die Durchbiegungsgeschwindigkeit bei konzentrierter Last größer als bei verteilter Last. Einige Minuten vor dem örtlichen Betonversagen sank die Verformungsgeschwindigkeit ab, was auf eine stärker werdende Rotationsbehinderung schließen läßt. Der entschiedene Unterschied zwischen den beiden Versuchsabläufen beginnt aber erst nach den unterschiedlich umfangreichen Betonabsprengungen.

Bei der Platte Q 4/83 hielten sich die Zwangkräfte noch an den Außenpressen auf hohem Niveau um die 1000 kN, während an den Mittenpressen

die Zwangskräfte rasch zurückgingen. Die Durchbiegung stoppte nach ca. 40 Minuten und stieg daran anschließend wieder stetig bis zum endgültigen Plattenversagen.

Ganz anders ist das Verformungsverhalten der Platte Q 3/83 mit verteilter Last. Nach den umfangreichen Zerstörungen am Rand mit den Pressen 4, 5 und 6 ging die Durchbiegung sogar wieder zurück und erreichte nach ca. 90 Minuten ein relatives Minimum. In dieser Zeitspanne nahmen alle Zwängungskräfte nur langsam und kontinuierlich ab; nur die an der Presse 1 blieb konstant (Bild 3.3).

Es konnte sich auch hier ein steifer Druckring ausbilden wie bei der oben beschriebenen Platte Q 3/84. Selbst bei stark geschwächtem Querschnitt und teilweise freiliegender unterer Bewehrung (allerdings im sehr kritischen Randbereich) konnten ca. 150 % der Gebrauchslast weiter getragen werden, wobei die Durchbiegungen zeitweise sogar noch zurückgingen.

In einem Parallelversuch mit der Platte Q 2/83 wurde geprüft, ob sich bei verminderter Wirkung einer vollen Dehnbehinderung (die Zwangpressen wurden mit einer Exzentrizität von nur 5 cm zur Mittelebene eingebaut) Betonabsprengungen einstellen. Diese Platte war nur durch ihr Eigengewicht statisch belastet und wurde 150 Minuten lang beflammt.

Die Durchbiegungsentwicklung in Plattenmitte ähnelt der der Platte Q 3/83 mit sehr hoher, aber gleichmäßig verteilter Nutzlast. Auch unter diesen veränderten Versuchsbedingungen entsteht ein Durchbiegungsmaximum von 5 cm Größe nach ca. 45 Minuten Branddauer (Bild 3.5). Die Zwangskräfte der beiden Platten Q 2/83 und Q 3/83 entwickeln sich ebenfalls sehr ähnlich (Bild 3.6).

Ohne Nutzlast entstehen geringere Drehmomente an den Rändern. Sie können bei vermindertem Hebelarm von den Pressen mit der gleichen Kraft in den Querschnitt eingeleitet werden. Die Randspannungen am Druckrand sind zu klein, um den Beton zu zerstören. Der weitere Versuchsablauf macht das Wechselspiel zwischen Temperaturbeanspruchung und Verformungsverhalten offensichtlich. Der Temperaturunterschied zwischen den beiden Oberflächen der Platte Q 2/83 wird geringer und

damit vermindert sich auch das Bestreben, sich zu verkrümmen. Sowohl die Durchbiegungen als auch die exzentrisch wirkenden Zwangkräfte nehmen als Folge davon ab.

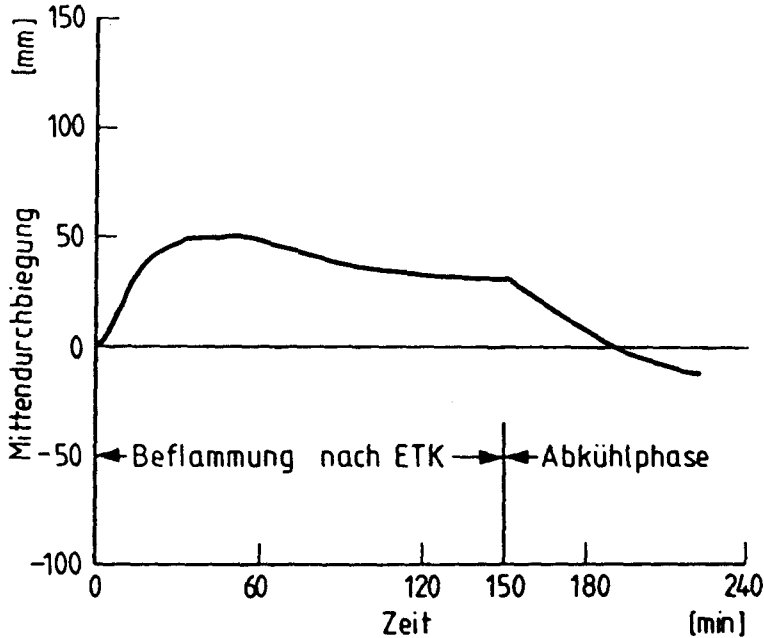


Bild 3.5: Mitteldurchbiegung der Platte Q 2/83
ohne Nutzlast bei voller Dehnbehinderung

Größere Plattenlasten erzeugen in den Ecken einfach liniengelagerter Platten größere Reaktionskräfte, wenn die Ecken gegen Abheben gesichert sind. Hier ist das Gegenteil der Fall (Bild 3.7). Die hoch belastete Platte hat kleinere Haltekräfte an den Ecken produziert als die Platte Q 2/83 ohne Nutzlast. Bei der Platte Q 3/83 war allein der Bereich um die Ecke 1 sichtbar zerstört (s. Bild 3.3). An den intakten Ecken entwickeln sich aber ebenfalls lediglich relativ geringe Haltekräfte. Je größer die Behinderung der Randverdrehung ist, desto mehr nimmt die Haltekraft ab. Bei einer vollständigen Randeinspannung entstehen theoretisch gar keine Haltekräfte an den Ecken mehr. Damit wird klar, daß die Eckfesthaltung dann an Bedeutung für das Tragverhalten der Platten gewinnt, wenn die Rotationsbehinderung an den Rän-

dern nachläßt. Dieser Zusammenhang wird auch von dem Bild 3 in /2/ bestätigt.

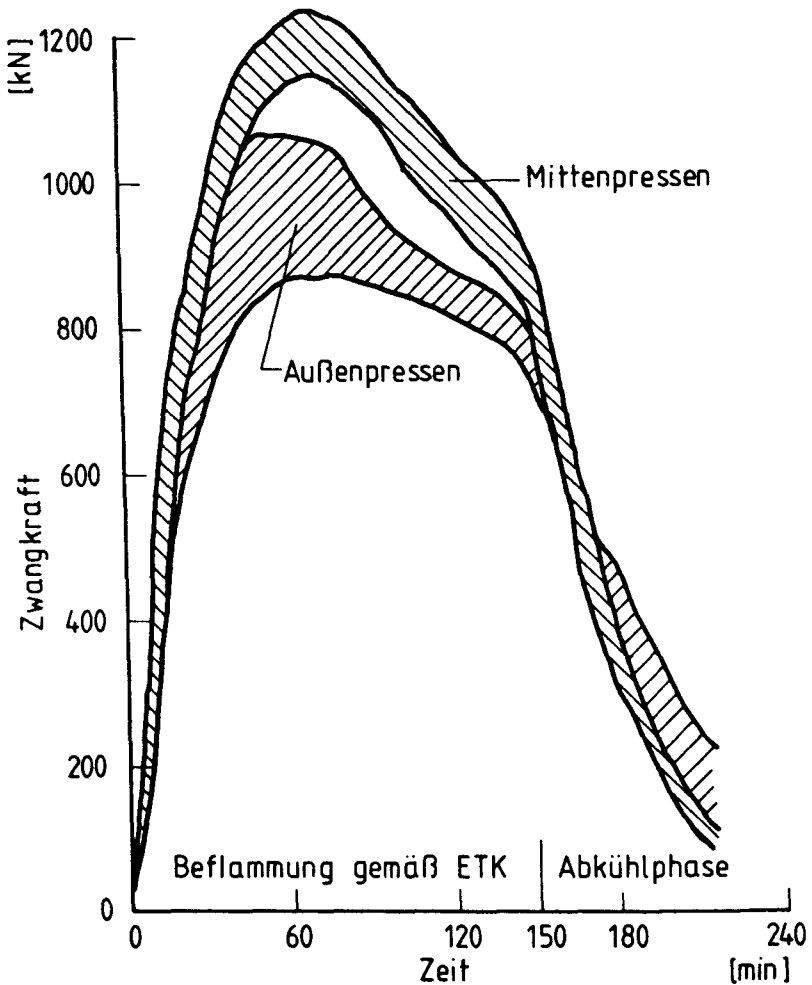


Bild 3.6: Zwangkräfte der Platte Q 2/83
ohne Nutzlast mit voller Dehnbehinderung

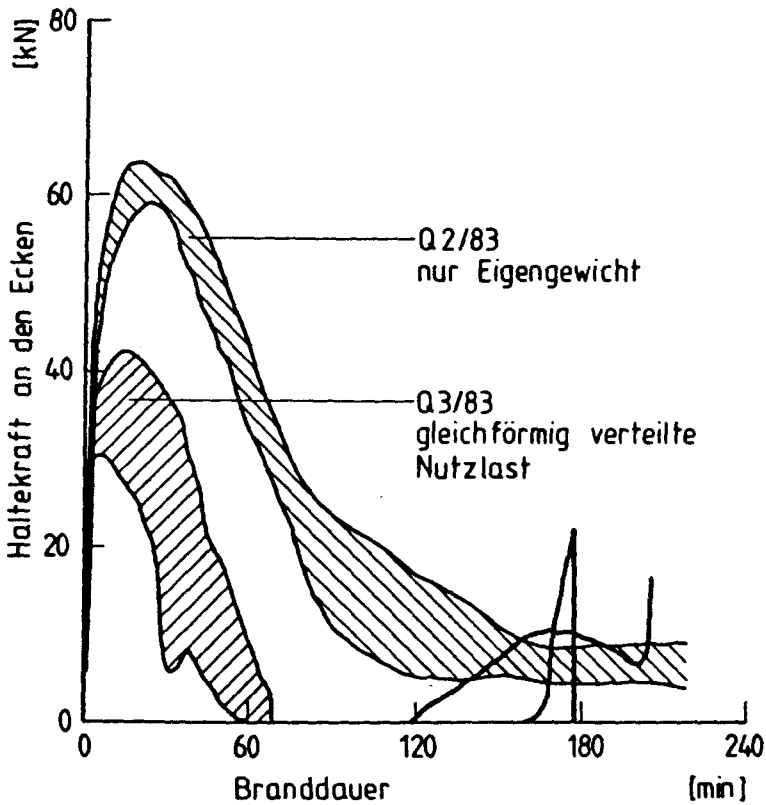


Bild 3.7: Kräfte an der starr gehaltenen Ecken

Platte Q 2/83 ohne Nutzlast

Platte Q 3/83 Nutzlast = 220 kN

3.3 Versuche mit 12 cm dicken Platten

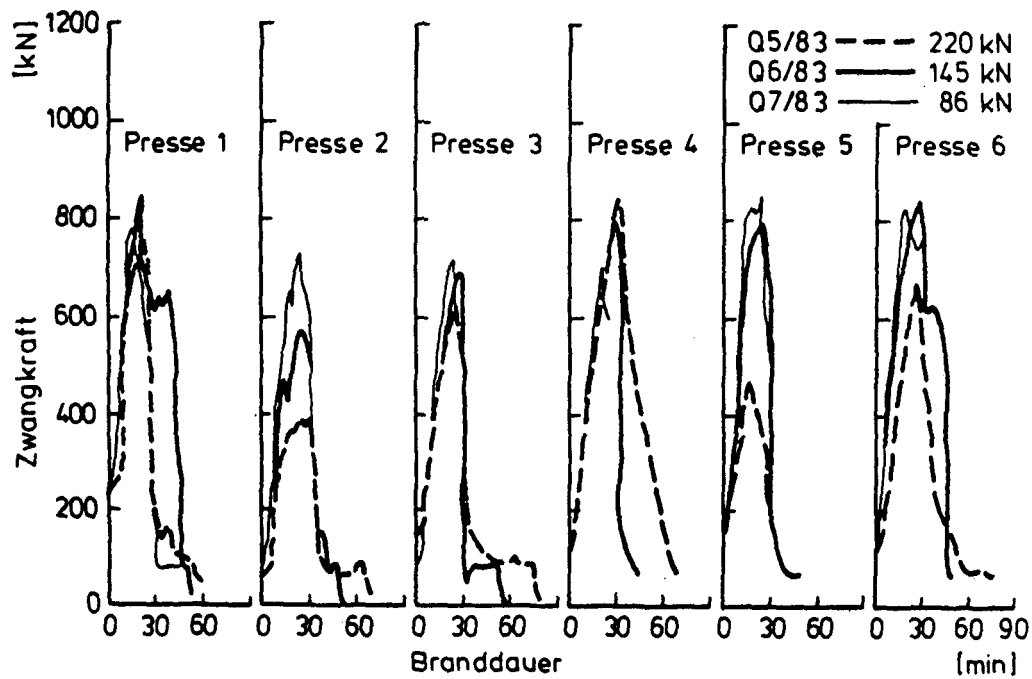
In einer anderen Versuchsreihe mit vollständig dehnbehinderten Platten, hier beträgt die Dicke 12 cm, ist ebenfalls der Lasteinfluß untersucht worden. Wieder wurde der Angriffspunkt der Horizontalpressen auf der Höhe des unteren Plattenspiegels angeordnet. Die Belastung betrug 86 kN, 145 kN und 220 kN. Sie wurde wieder in 16 Punkten aufgebracht. Im Bild 3.2 sind die Mittendurchbiegungen über der Branddauer mit eingetragen.

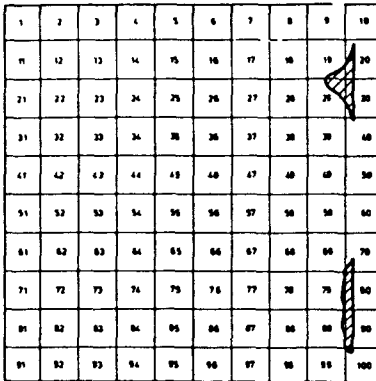
Unabhängig von der Größe der aufgetragenen Last stellt sich die gleiche zeitliche Entwicklung der Durchbiegung ein. Überraschend ist jedoch zunächst, daß bei weniger Last die Platten früher versagen als bei hoher Last.

Mit dieser Versuchsserie wird besonders deutlich, wie bestimmend Temperaturgradient und Randbedingungen auf das Verformungsgeschehen während der Branddauer sind. Allerdings wird der Versagenszeitpunkt hier ausschließlich von der Lastgröße bestimmt, jedoch entgegen den Erwartungen. Erst die Betrachtung der Zwangkräfte bringt eine Erklärung dafür.

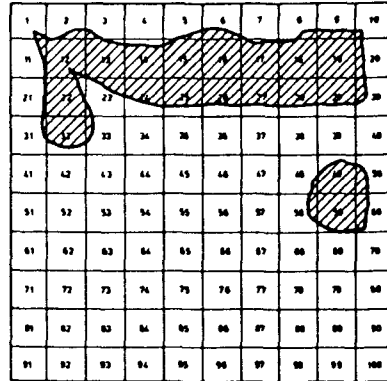
Bild 3.8 zeigt, daß sich bei kleiner Last größere und bei höherer Auflast geringere Zwängungskräfte an den Mittenpressen entwickeln. Bei gleicher Durchbiegung entstehen daraus im Platteninneren geringfügig unterschiedliche Zusatzbeanspruchungen aus behinderter thermischer Ausdehnung. Die extremen Druckspannungen aus der vollständigen Dehnbehinderung wurden im randnahen Feldbereich durch höhere Biegezugspannungen bei höherer Belastung mehr reduziert. So verminderte die größere Belastung das Ausmaß der Betonabsprengungen. Das Versagen wird eingeleitet durch Absprengungen, die bei der geringen Auflast alle Randgebiete stark schwächte und bei etwas größerer Last nur ungefähr am halben Umfang auftrat (Bild 3.9).

Bild 3.8: Zwangkräfte bei voller Dehnbewehrung
und unterschiedlicher Belastung

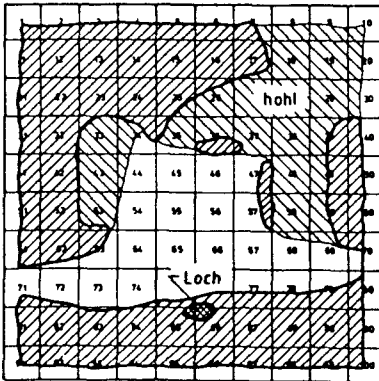




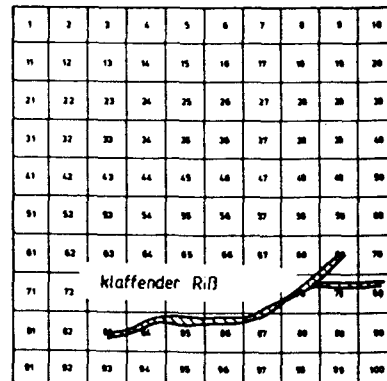
Plattenunterseite
Q5/83 Nutzlast = 220 kN



Plattenunterseite
Q6/83 Nutzlast = 145 kN



Plattenunterseite
Q7/83 Nutzlast = 86 kN



Plattenoberseite
Q7/83 Nutzlast = 86 kN

Bild 3.9: Bereiche zerstörerischer Betonabsprengungen
bei vollständiger Dehnbehinderung und
unterschiedlicher Belastung

Bei der überhöhten Belastung geschah kein Absprengen von Beton. Auch hier entzog sich die Platte plötzlich in der 30. Versuchsminute der Zwangbeanspruchung an allen Pressen. Der Beton versagte durch Druckbruch in der steiferen Offenrichtung nach rd. 30 Minuten. Die Vorspannung längs zweier Ränder aus Restpressenkräften gab der Platte die erforderliche Stabilität, um nach erfolgtem großflächigen Druckbruch noch ca. 15 Minuten den Belastungen standzuhalten.

4. Zusammenfassung

Die Größe der Last hat auf das Verformungsgeschehen dehnbehinderter Stahlbetonplatten erst kurz vor dem Versagen einen Einfluß. Im Falle einer vollständigen Dehnbehinderung können hohe Lasten die Zwangbeanspruchungen teilweise abbauen. So kann das Risiko eines Druckversagens infolge großer Dehnbehinderung teilweise vermindert werden.

Bei nicht vollständiger Dehnbehinderung führen höhere Lasten auch zu einem zeitigeren Versagen. Die Durchbiegungen werden erst ab ca. 15 cm von der Last beeinflusst, wenn die Belastung die rechnerisch zulässige Gebrauchslast erreicht oder übertrifft. Bei Belastungen unterhalb der zulässigen Gebrauchslast stellen sich bereits von der Anfangsphase des Brandes ab geringere Durchbiegungen ein, und das Versagen ist erst nach über drei Stunden Branddauer zu erwarten.

5. Literatur

- / 1/ Wiese, J. Brandversuche an quadratischen Stahlbetonplatten
 - Grundgedanke, Durchführung und Überblick,
 Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
 des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987
- / 2/ Wiese, J. Der Einfluß des Grades einer Dehnbehinderung
 auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten,
 Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
 des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987
- / 3/ Wiese, J. Der Einfluß des Bewehrungsgrades
 auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten,
 Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
 des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987

Pilotversuche
zum Brandverhalten von Stahlbetonplatten
unter besonderen Versuchsbedingungen

von
Dipl.-Ing. Jürgen Wiese

Inhalt

1. Allgemeines
2. Der Einfluß eines Schmelbrandes auf eine anschließend normbrandbeanspruchte Platte
 - 2.1 Zielsetzung
 - 2.2 Versuchsdurchführung
 - 2.3 Versuchsbeobachtungen
 - 2.4 Brandverhalten einer horizontal voll gezwängten Platte ohne Preflashover-Phase (Vergleich)
 - 2.5 Erkenntnisse aus diesem Versuch
3. Punktlagerung
 - 3.1 Zielsetzung
 - 3.2 Versuchsdurchführung
 - 3.2.1 Versuchskörper
 - 3.2.1.1 Bemessung
 - 3.2.1.2 brandschutztechnische Klassifizierung gemäß DIN 4102
 - 3.2.2 Auflager
 - 3.2.3 Beobachtungen
 - 3.3 Bewertung
4. Rotationsbehinderung
 - 4.1 Zielsetzung
 - 4.2 Versuchskörper
 - 4.3 Versuchsdurchführung
 - 4.4 Versuchsbeobachtungen
 - 4.4.1 Zwangsbeanspruchung am Rand des beflamten Plattenfeldes
 - 4.4.2 Verformungen des Randes
 - 4.4.3 Verformungen des beflamten Plattenfeldes
 - 4.4.4 Bauteiltemperaturen
 - 4.4.5 Ribbildung
 - 4.5 Erkenntnisse aus diesem Versuch
5. Zusammenfassung und Ausblick
6. Literaturverzeichnis

1. Allgemeines

In der systematischen Untersuchung von Einflußfaktoren, die das Brandverhalten von vierseitig gelagerten Quadratplatten unter Normbrandbeanspruchung bestimmen können, ist für einzelne Experimente eine Versuchsdurchführung gewählt worden, die gegenüber der in /1/ beschriebenen abweicht. Diese Sonder-Versuche betreffen

- die Brandbeanspruchung
- die Auflagerbedingungen
- die Verformungsbehinderungen am Rand

Solche Versuche sind unerläßlich, um Erfahrungen darüber zu sammeln, inwieweit eine Änderung der in den Standardversuchen festgehaltenen Grundbedingungen das Trag- und Verformungsverhalten des Bauteils "Platte" als ein Ausschnitt aus einem Plattensystem beeinflußt. Nur mit Hilfe solcher Erkenntnisse ist eine allgemeinere Formulierung der Erfahrungen aus den anderen Versuchen für praktische Anwendungsfälle möglich.

2. Der Einfluß eines Schmelbrandes auf eine anschließend normbrandbeanspruchte Platte

2.1 Zielsetzung

Ein unerwartetes Bauteilversagen wurde bei einem Brandversuch mit einer dehnbehinderten Stütze im Teilprojekt A1 beobachtet. In diesem Versuch wurde die Brandraumtemperatur über einen längeren Zeitraum (ca. 3 Std.) bei etwa 300 °C konstant gehalten /8/.

Kriech- und Relaxationsphänomene werden in ersten Erklärungsversuchen für dieses Versagen herangezogen.

Im Teilprojekt A2 wird mit einem Tastversuch überprüft, ob sich auch bei voll eingespannten Platten solche kritischen Zustände ergeben können. Um auch bei der Platte im heißen Bereich die hohen dafür erforderlichen Druckspannungen zu ermöglichen, wurde die volle Dehnbehinderung als Einspanngrad gewählt. Der Probekörper selbst ist identisch mit dem der Platte Q 2/85 (siehe /1/), so daß unmittelbar der Einfluß einer Vorerwärmung vor einer Normbrandbeanspruchung sichtbar wird.

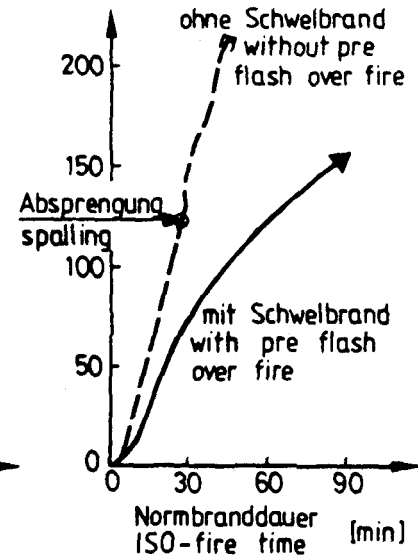
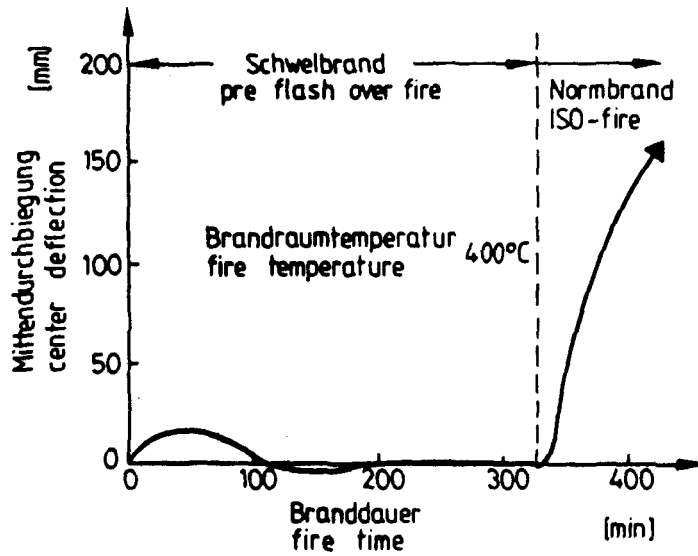
2.2 Versuchsdurchführung

Die 12 cm dicke Quadratplatte (Q 1/85) wurde auf vier Seiten liniengelagert, an den vier Ecken gegen Aufbiegen gehalten und bei voller Ausmitte $D/2 = 6$ cm) horizontal voll gezwängt. Die in 16 Punkten eingetragene Auflast (Bild 1.1 in /6/) betrug 145 kN.

Die Brandraumtemperatur betrug ca. 400 °C über einen Zeitraum von ca. 5,5 Stunden. Daran anschließend mündete die Brandraumtemperatur in die ETK.

Nach insgesamt sieben Stunden wurde der Versuch abgebrochen, ohne daß ein Versagen eingetreten ist oder in Kürze zu erwarten gewesen wäre.

Bild 2.1: Auswirkung eines Schwelbrandes
auf das Verformungsverhalten
einer vollständig dehnbaren Stahlbetonplatte



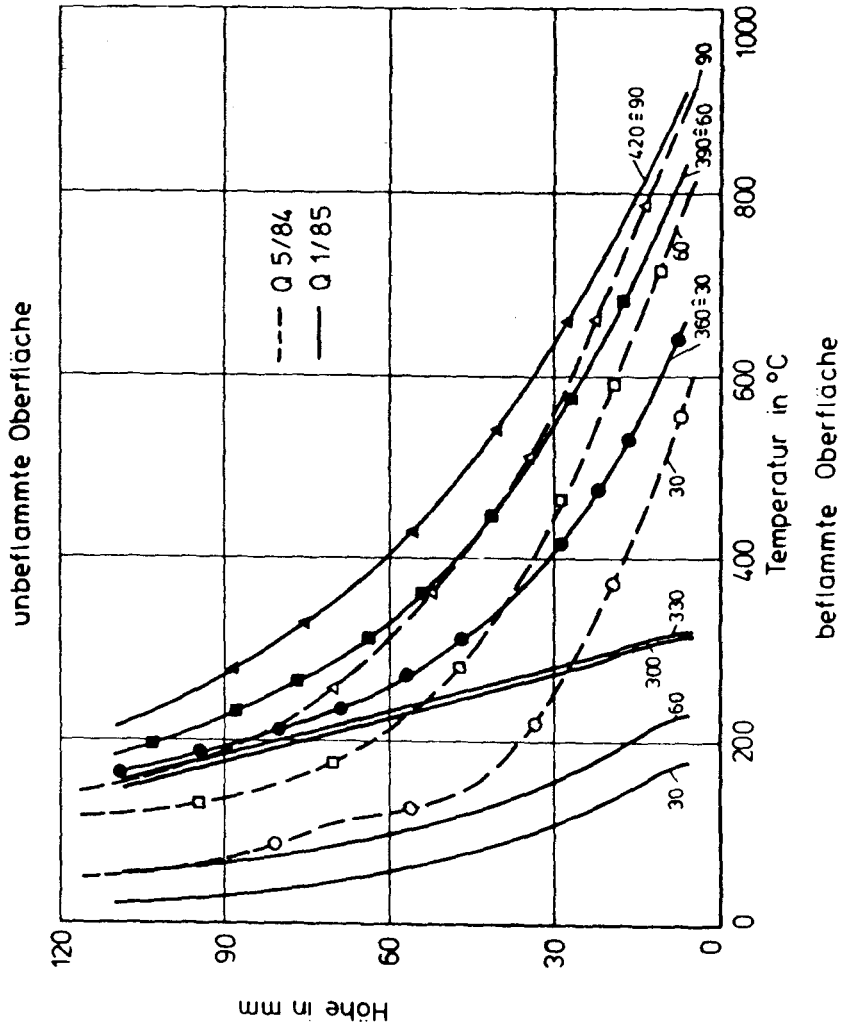


Bild 2.2: Temperaturverteilung im Querschnitt mit und ohne Schmelzbrandbeanspruchung vor einem Normbrand

2.3 Versuchsbeobachtungen

Während der Temperaturstandzeit (Preflashover-Phase) bog sich die Platte in der ersten Stunde bis zu 25 mm in der Mitte durch. Sie verformte sich dann wieder zurück, bis sie nach etwa 2 Stunden ungefähr die Biegefigur nach dem Kaltbelasten hatte. In den darauffolgenden 3,5 Stunden bei konstanter Temperatur im Brandraum traten keine nennenswerten Veränderungen in den Durchbiegungen ein (Bild 2.1). Im Querschnitt bildet sich ein flacher, lediglich schwach gekrümmter Temperaturgradient aus (Bild 2.2). In den Platteneckbereichen war die Temperatur 5 mm über der Plattenunterseite mit ca. 180 °C nur fast halb so hoch wie in Feldmitte mit ca. 310 °C nach 5,5 Stunden.

Bei allen sechs Pressen bildeten sich Zwangkräfte bis zu einer Größe von ca. 850 kN aus, die wegen der geringen Verformung stets rückdrehend wirkten. In der Anfangsphase (bis zur 90. Minute) war der Anstieg der Zwangkräfte besonders stark (Bild 2.3).

Während dieser Preflashover-Zeit bildeten sich an den vier Rändern Risse, beginnend in den Ecken nach ca. 30 Minuten (Bild 2.4). Der gerissene Plattenbereich umfaßte einen Randstreifen von ca. 50 cm und war von parallel zum Rand verlaufenden Rissen durchzogen. Die exzentrisch stark drückenden Zwangkräfte drehten die gesamten Ränder (negatives Randmoment) entgegen der Durchbiegungsrichtung und bewirkten so diese Ribbildung. Für den folgenden Normbrand besteht also folgender günstiger Anfangszustand:

Die Platte ist bereits so durchwärmt, daß an der nicht beflamten Oberseite mit ca. 150 °C eine Temperatur erreicht ist, die eine Vergleichsplatte bei ausschließlicher Normbrandbeanspruchung erst nach etwa 90 bis 100 Minuten aufweist (Bild 2.2). Es kann sich also kein starker Temperaturgradient mehr ausbilden, und die daraus resultierenden Verkrümmungen müssen geringer bleiben.

Außerdem ist das Bauteil in günstiger Weise vom Beginn der höheren Temperaturbeanspruchung an hoch vorgespannt durch die Zwangkräfte, die einer folgenden Randverdrehung entgegenwirken. Diese Zwangkräfte wachsen in den ersten zehn Minuten des Normbrandes auf ihren Maximalwert von ungefähr 850 - 1100 kN an und fallen dann kontinuierlich auf

Werte zwischen 400 und 500 kN an der einen und zwischen 550 und 850 kN an der anderen Seite ab. Der Rand verdreht sich während dieser Zeit im Sinne der Durchbiegung unter ständiger Verdichtung des Rißnetzes in der Randzone.

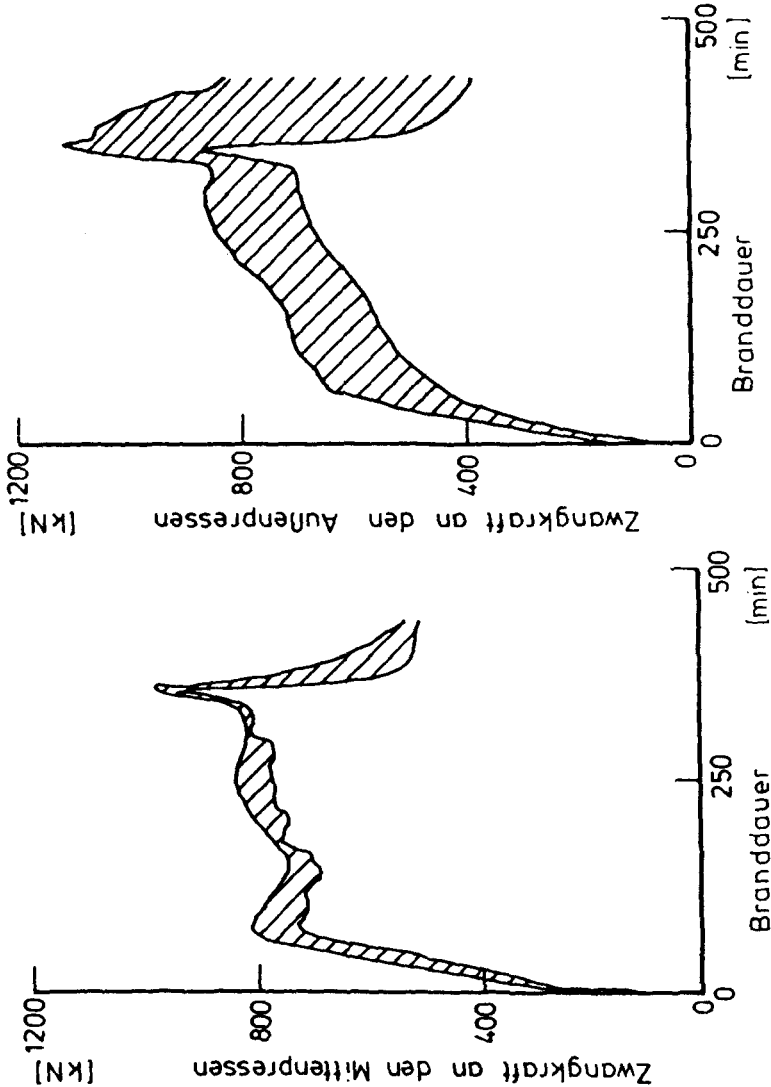
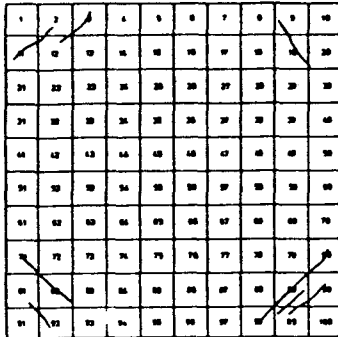
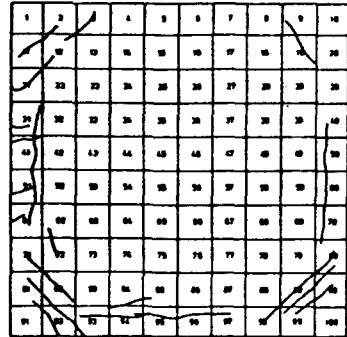


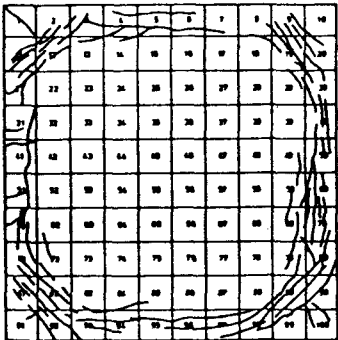
Bild 2,3: Zwangkräfte während der gesamten Brandbeanspruchung



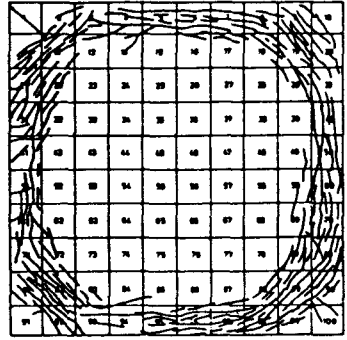
nach 30 Minuten



nach 120 Minuten



nach 370 Minuten

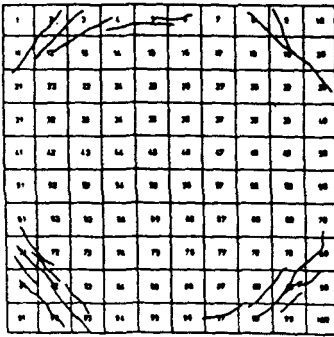


nach 390 Minuten

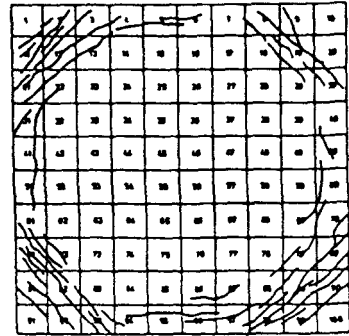
Bild 2.4: Rißbildung an der unbeflammten Plattenoberseite
bei einer Brandbeanspruchung mit Schmelbrand

2.4 Brandverhalten einer horizontal voll gezwängten Platte ohne Preflaschover-Phase (Vergleich)

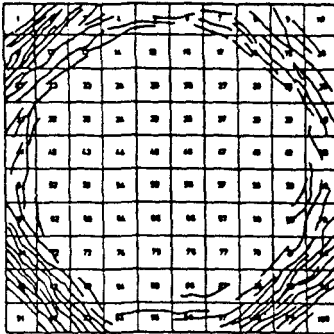
Von Beginn des Brandes an erfolgen schnell große Durchbiegungen (Bild 2.1), begleitet von einer raschen Entwicklung großer Zwangskräfte. Die Platte reißt in den Eckbereichen senkrecht zu den Diagonalen auf. Da die Pressen die Randverdrehungen mitmachen [1], entstehen kaum Risse parallel zu den Pressenrändern, während sich parallel zu den festgehaltenen Rändern Risse einstellen (Bild 2.5).



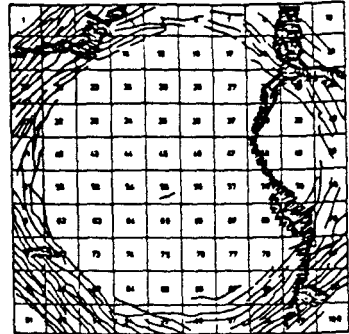
nach 10 Minuten



nach 15 Minuten



nach 25 Minuten



nach 40 Minuten

Bild 2.5: Rißbildung an der unbeflammten Plattenoberfläche
bei einer Brandbeanspruchung ohne Schwelbrand

Nach ca. 30 Minuten ist eine Platten-Mittendurchbiegung in der Größenordnung der Plattendicke erreicht. Gleichzeitig hat sich die Wirkungslinie der Mittenpressen vom unteren Plattenspiegel weg um ca. 2,5 cm nach oben verlagert. Die hohen Kräfte zerstören jetzt im Einleitungsbereich am Rand den Beton schlagartig und fallen dadurch stark bis teilweise auf den Wert der Haltekraft ab.

Statt des vorstellbaren Stabilitätsversagens tritt ein klares Betondruckversagen mit explosionsartigen Absprengungen vom Beton ein.

2.5 Erkenntnisse aus dem Versuch

Wichtiges Ergebnis dieser speziellen Untersuchung ist die Erkenntnis, daß eine Erwärmungsphase vor Beginn eines Normbrandes im Temperaturbereich um 400 °C das Brandverhalten einer horizontal voll gezwängten, zweiachsig gespannten Quadratplatte, bei der die Zwängung praxisgerecht im unteren Plattenbereich wirkt, in jeder Weise günstig beeinflußt. Wegen des viel geringeren Temperaturgradienten stellen sich kleinere Verformungen ein. Es ist kein Abfall der Zwangkräfte während der Vorerwärmung beobachtet worden, was auf lediglich geringe Kriech- und Relaxationsvorgänge hindeutet.

Der temperaturbedingte Festigkeitsverlust der Baustoffe ist zwar höher wegen der längeren und im Normbrand hohen Temperaturbelastung, was aber wegen der immer noch geringen mechanischen Beanspruchung (Spannungsausnutzung) nicht zu einem vorzeitigen Versagen führt.

3. Punktlagerung

3.1 Zielsetzung

Über das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten mit Punktlagerung ist wenig bekannt. In der Baupraxis kommen punktgelagerte Plattensysteme häufig vor und müssen auch brandschutztechnisch sicher beurteilt werden können. Die Platten-Scheiben-Programme sind grundsätzlich in der Lage, Systeme auch mit solchen Auflagerbedingungen zu berechnen. Es ist jedoch notwendig, die Rechenergebnisse mit Versuchsergebnissen vergleichen zu können.

Der denkbar ungünstigste Fall ist der einer auf den vier Eckpunkten gelagerten Einzelplatte. Dieser Grenzfall wird hier experimentell untersucht mit der Platte Q 3/85.

Eine Dehnbehinderung ist hier nicht möglich. Als Vergleichsplatten bieten sich die Platten Q 1/82 und Q 5/82 an, die ebenfalls 15 cm dick sind und ohne Dehnbehinderung gelagert wurden /1/.

3.2 Versuchsdurchführung

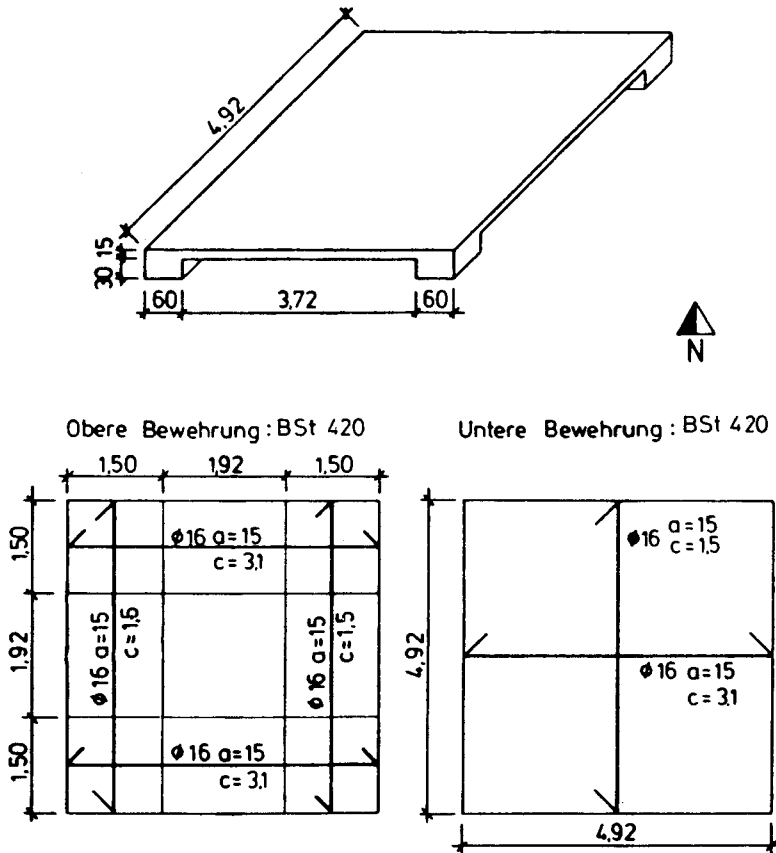
3.2.1 Versuchskörper (Bild 3.1)

Es handelt sich um eine 15 cm dicke Stahlbetonquadratplatte mit 4,92 m Seitenlänge. Die vier Ecken haben jeweils einen Fuß. Diese Verstärkung ist 30 cm stark und hat eine Fläche von 60 cm x 60 cm. Sie wird von einer Ringbewehrung umschlossen. Zur Befestigung von Konstruktionselementen zur Auflagerung ist darunter eine Stahlplatte angebracht (Bild 3.2).

Die untere Bewehrung besteht aus durchgehenden Betonstahlstäben BSt 420 S mit 16 mm Durchmesser, die an den Enden mit einem Haken verankert sind. Die untere Lage hat eine Betondeckung von 15 mm. Quer dazu liegt darüber die gleichstarke obere Lage.

Die obere Bewehrung hat den gleichen Aufbau, nur ist in Plattenmitte ein ca. 190 cm x 190 cm großes Feld freigelassen. Der Plattenrand

ist eingefasst von Steckbügeln.



allseitige Randeinfassung mit Steckbügeln

Bild 3.1: punktgestützte Platte
Übersicht und Bewehrung

3.2.1.1 Bemessung

Die Schnittgrößen für diese Platte sind mit Hilfe der "Bemessungstabellen für Platten" von BARES [2] ermittelt worden. Der angenommene Wert für die Querdehnzahl beträgt Null.

Angestrebt wurde eine Gebrauchslast von 145 kN wie bei den Platten Q 1/82 und Q 5/82. Die dafür erforderliche Bewehrung nach DIN 1045 (k_h -Verfahren für B 25 und BSt 420/500) wäre kaum einzubauen gewesen, so daß für die als Maximalbewehrung angesehene Bewehrung vom Bild 3.1 als Gebrauchslast 100 kN bestimmt wurde. Die Füße sind so konstruiert, daß keine Durchstanzgefahr besteht und auch nicht für den Brandversuch zu erwarten ist.

3.2.1.2 Brandschutztechnische Klassifizierung gemäß DIN 4102

Die Mindestdicke für punktgestützte Platten mit Stützenkopfverstärkung ohne Hohlräume beträgt unabhängig von der Feuerwiderstandsklasse 15 cm. Der vorhandene Achsabstand von 23 mm führt zu einer Einstufung in die Klasse F 60 (DIN 4102, Teil 4, Tab. 13). Die Festlegung der Mindestwerte für die Betondeckung bei punktgestützten Platten erfolgte wegen fehlender Prüfergebnisse durch eine Abschätzung auf der sicheren Seite. Gewählt wurden für Platten mit Stützenkopfverstärkung Werte zwischen denen für ein- und zweiachsig gespannten, und für Platten ohne Stützenkopfverstärkung die Werte von einachsig bewehrten, frei aufliegenden Platten, bei denen außerdem größere Mindestdicken gefordert werden.

Die Mindest- u -Werte beziehen sich im zweiten Fall auf eine kritische Temperatur der Bewehrung von 500 °C, bei der die Streckgrenze des Stahls auf den Spannungswert unter Gebrauchslast ohne Brandbeanspruchung absinkt. Dabei können die tabellierten Werte bei geringerer Lastausnutzung abgemindert werden, bzw. gleiche Betondeckungen führen bei verminderter Last zu höheren Feuerwiderstandsklassen.

Im ersten Fall (mit Stützenkopfverstärkung) wurde eine gewisse Spannungsumlagerung zugunsten der Feldmomente berücksichtigt.

Bestimmung der Lastausnutzung

Die Rechenfestigkeit ($\beta_R = 24,0 \text{ N/mm}^2$) des Betons wird aus der gemessenen Festigkeit von Würfeln zum Zeitpunkt des Brandversuches ($\beta_{W,15} = 39,7 \text{ N/mm}^2$) abgeleitet. Dabei werden die Abminderungen zur Berücksichtigung der geometrischen Verhältnisse (15 cm Würfel und Schlankheit von Zylindern 15/30 cm) der DIN 1045 angewendet. Ungünstige zeitabhängige und andere negative Einflüsse brauchen für die Bestimmung von Versuchslasten nicht berücksichtigt zu werden /3/. Der vorliegende Beton entspricht damit einem B25 der DIN 1045.

Die gemessene Streckgrenze des Stahls von $\beta_S = 530 \text{ N/mm}^2$ hat den 1,26fachen Normwert, die Zugfestigkeit beträgt mehr als 690 N/mm^2 . Diese Festigkeiten liegen über der Mindestfestigkeit eines BSt 500.

Diese aktuellen, über denen der Bemessung zugrunde liegenden Festigkeiten, müssen neben der tatsächlich aufgebrachten Last und der tatsächlichen Lage der Bewehrung bei der Bestimmung der Lastausnutzung berücksichtigt werden. Dazu erfolgt eine "Neubemessung", und die erforderliche Bewehrungsmenge wird mit der eingebauten Bewehrung verglichen:

$$\begin{aligned}\text{erf } A_S &= 10,11 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ \text{vorh } A_S &= 13,40 \text{ cm}^2/\text{cm} \\ \text{Spannungsausnutzung} &= 75\%\end{aligned}$$

Die Streckgrenze sinkt also erst bei 550 °C auf die im Kaltzustand vorhandene Stahlspannung. Es darf eine zusätzliche Betondeckung von 5 mm in Rechnung gestellt werden. Damit ergibt sich theoretisch ein wirksamer Achsabstand der unteren Bewehrungslage zu $u = 1,5 + 0,8 + 0,5 = 2,8 \text{ cm}$, und die Platte ist als "F 90"-Platte einzustufen, wenn man sie wegen der großen "Füße" als Platte mit Stützenkopfstärkung ansieht.

3.2.2 Auflager

Ein Fuß (Nord-Ost-Ecke) ist unverschieblich aber frei drehbar auf einer fixierten Kugel aufgelegt. Die drei anderen Füße haben unter dem

Kugelgelenk einen reibungsarm verschieblichen Wälzswagen, der Bewegungen in der vorher festgelegten Richtung zuläßt. Diese Richtung ergibt sich aus dem Strahl vom Festpunkt zum betreffenden verschieblichen Punkt. Die beiden Auflagerkonstruktionen sind in dem Bild 3.2 dargestellt.

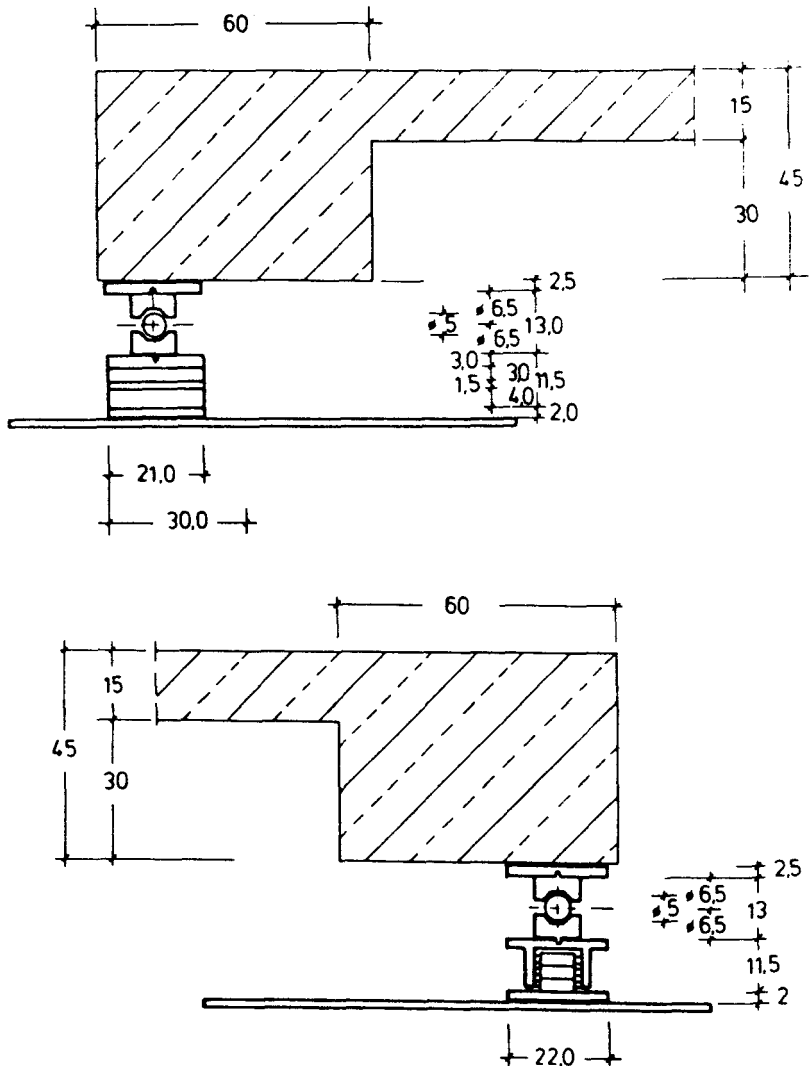


Bild 3.2: Punktlagerung

oben: gelenkig und unverschieblich (Ecke 91)

unten: gelenkig und verschieblich auf Wälzswagen

3.2.3 Beobachtungen

Die Platte ist mit 100 kN Auflast beaufschlagt worden. Dabei traten bereits Durchbiegungen von ca. 32 mm in der Mitte auf. Der irreversible Anteil ist ca. 20 mm groß (Bild 3.3).

Q3/85 punktgestützte Platte Kaltbelasten

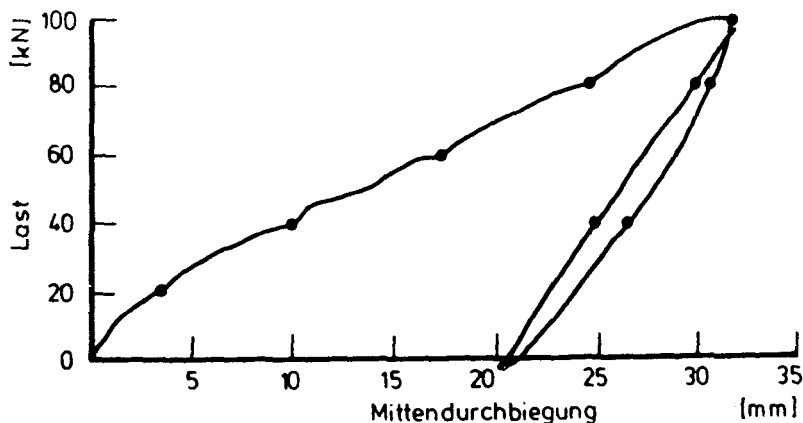
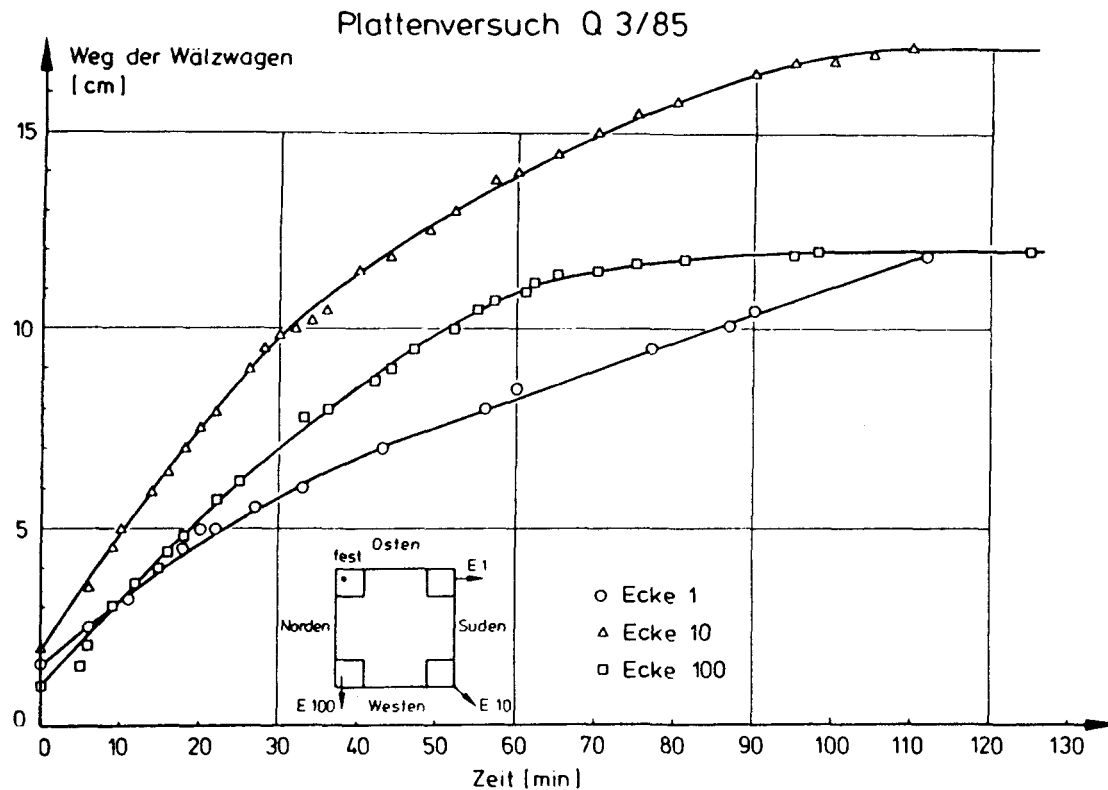


Bild 3.3: Last / Verformungs - Verhalten
bis zur Versuchslast von 100 kN

Während der Normbrandbeanspruchung entstanden in 120 Minuten Durchbiegungen von ca. 400 mm in Plattenmitte. Der genaue Wert konnte nicht erfaßt werden, da der Meßbereich der Potentiometer überschritten wurde.

Die beiden Ränder in Nord-Süd-Richtung bogen sich deutlich langsamer durch als die Ost-West-Ränder. Die Flammenachsen zeigten in Nord-Süd-Richtung. Die untere Bewehrung in Nord-Süd-Richtung hat eine über 16 mm größere Betondeckung als die Bewehrung quer dazu. Aus der Verdrehung an den Plattenecken resultieren Verschiebungen des gesamten Plattenkörpers. Die Wege der Wälzswagen sind gemessen worden. Die Beträge sind in Bild 3.4 über der Zeit aufgetragen. Ganz besonders deutlich wird in diesem Bild der Einfluß der unterschiedlichen Erwärmung der Bewehrung in den beiden Richtungen. An der Ecke E1 treten

Bild 3.4: Verschiebungen der Wälzwagen
während des Brandversuches



geringere Verschiebungen auf als an Ecke 100. Die Diagonalverschiebung E 10 hat ungefähr den 1,4fachen Wert des Mittels aus den beiden anderen Verschiebungen, wie es den geometrischen Verhältnissen entspricht.

Nach ca. 75 Minuten biegen sich die Nord-Süd-Ränder kaum weiter durch, während sich die Verformungsgeschwindigkeit der beiden anderen Ränder nicht verändert. Ab der 120. Versuchsminute ist eine Verformungszunahme kaum noch festzustellen. Nach ca. 130 Minuten wird der Versuch abgebrochen.

Der Versuch wurde beendet, als auch die obere Lage der unteren Bewehrung im Feld deutlich 550 °C (s. S. 15) überschritten hatte. Lediglich im unmittelbaren Randbereich war diese Bewehrung noch kälter. Im Gegensatz zu den Erwartungen, nach denen das Versagen bald eintreten müßte, zeigte die Platte nur noch eine schwache Verformungszunahme.

Die Erklärung hierfür ist ein verformungsbedingter Wechsel des statischen Systems. Unter den Plattenrändern lagen Leichtbetonsteine zur thermischen Abdichtung des Ofens im Abstand von ca. 25 bis 28 cm von der Plattenunterkante. Nach ungefähr 70 Minuten legten sich die zwei stärker verformten Plattenränder auf diese Steinlagen und nach ca. 120 Minuten auch die beiden anderen. Die Auswirkungen auf das Verformungsverhalten geht aus Bild 3.5 deutlich hervor. Der Versuch wurde abgebrochen, nachdem alle vier Ränder Kontakt zu dieser steifen Unterlage hatten.

Auffallend bei diesem Versuch ist die vollkommen andere Ribbildung als bei liniengelagerten Platten mit vertikal gehaltenen Ecken (Bild 3.6). Bei Punktlagerung entstehen zuerst Risse am Ende der oberen Bewehrung. Nach ca. 30 Minuten hat sich das "Ribquadrat" vollständig gebildet. Im weiteren Versuchsablauf entstehen dazu parallel neue Risse im bewehrten Gebiet. Nach etwa 130 Minuten bei Versuchsende ist ein ca. 50 cm breites Ribband am Ende der obenliegenden Bewehrung entstanden. Der äußere Plattenbereich ist rissefrei.

Die in den Ribbildern im oben unbewehrten Plattenzentrum eingezeichneten Risse sind bereits vor dem Brandversuch entstanden und sind nur während des Brandversuchs deutlicher sichtbar geworden.

Nach Abkühlung und Entlastung ist die Durchbiegung erheblich zurückgegangen.

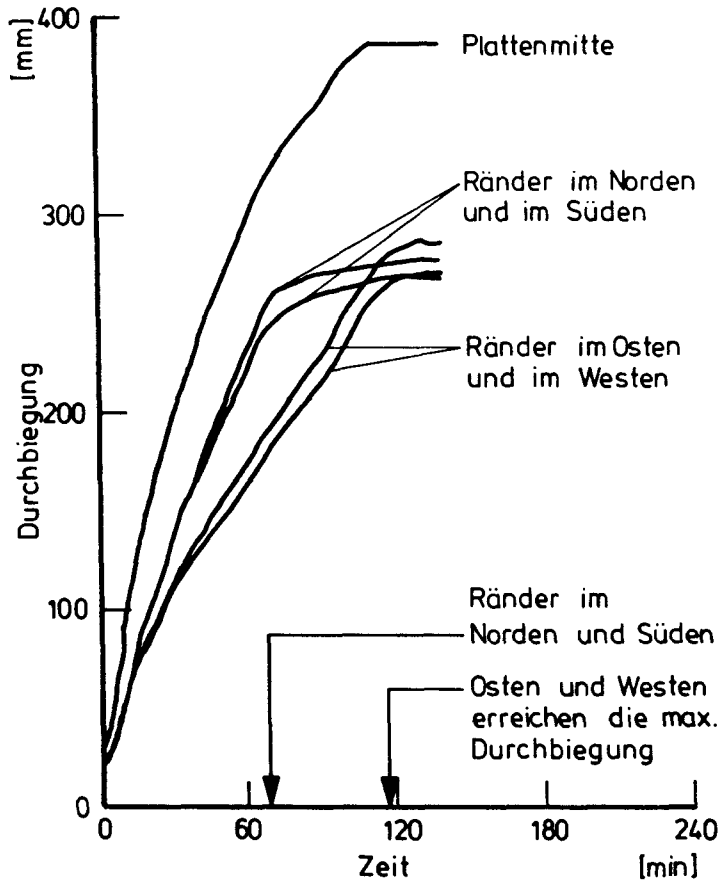
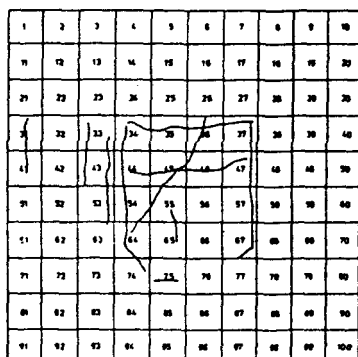
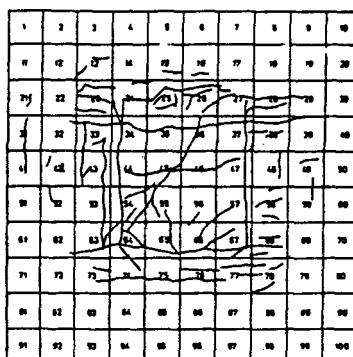


Bild 3.5: Verformungen der punktgestützten Platte während der Brandbeanspruchung



nach 30 Minuten



nach 120 Minuten

Bild 3.6: Rißbildung an der unbeflammten Oberfläche
bei der punktgestützten Platte

3.3 Bewertung

Das statische System des geprüften Plattenfeldes ist äußerst ungünstig zum Abtragen statischer Lasten. In einem Einzelfeld, das nur an den vier äußeren Ecken gelagert ist, haben die Lasten den denkbar weitesten Weg bis zu den Auflagern. Die Angabe eines Versagenszeitpunktes für eine solche Platte läßt sich aus diesem Versuch nur schwer herleiten. Jedoch sollen einige Überlegungen dazu angestellt werden.

Bereits in der Zeit zwischen der 65. und 70. Minute erreicht die untere Lage der Feldbewehrung die Temperatur von 550 °C. Das statische System ist nicht in der Lage, über die dazu quer verlaufende Bewehrung die gesamten Lasten verformungsarm abzutragen. Das wird auch durch die relativ hohe Durchbiegungsgeschwindigkeit im Feld deutlich, auch dann noch, als sich bereits zwei Ränder aufgelegt hatten. Selbst unter diesen wesentlich günstigeren statischen Randbedingungen verformen sich aber ab der 100. Versuchsminute die noch freien Ränder spürbar schneller als zuvor. In diesem Zeitraum wird auch im Randbereich eine Stahl-Temperatur von 550 °C erreicht.

Mit Hilfe dieses Versuches wurde bestätigt, daß die Verformung einer punktförmig gestützten Platte deutlich größer als die einer liniengelagerten ist. Plattensysteme mit mehreren Feldern und punktförmigen Auflagern können sich jedoch günstiger verhalten, da eine Kopfverdrehung der Stützen und die Verdrehung der Ränder durch die angrenzenden Felder behindert werden kann. Die mit diesem Versuch gewonnenen Erkenntnisse können als Grundlage für weitere erforderliche Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten dieser in der Praxis häufig vorkommenden Bauart verwendet werden. Der Einfluß des Gesamttragwerkes auf das Brandverhalten soll bei einem beantragten Forschungsvorhaben /9/ zu diesem Thema ein Schwerpunkt der Untersuchungen sein.

4. Rotationsbehinderung

4.1 Zielsetzung

Der standardmäßige Versuchsaufbau mit sechs horizontal an zwei Plattenrändern exzentrisch angreifenden Pressen zur Simulation einer Behinderung der freien Längsdehnung und der freien Endverdrehung basiert auf zwei Annahmen:

1. Das Maß einer Dehnbehinderung (d.h. die Größe des im Versuch freizugebenden Weges an einem Punkt des Endquerschnittes) kann in etwa realistisch, bezogen auf eine Gesamtsituation, rechnerisch vorhergesagt werden.
2. Während des Versuchs verschiebt sich der Angriffspunkt der Zwangskräfte nicht.

Zumindest die zweite Annahme konnte in den Versuchen nicht realisiert werden /1/. Die Zwangpressen machten die Randverdrehung mit. Dadurch entstanden verminderte Zwangskräfte, und auch die Rotationsbehinderung wird abgebaut.

Noch wichtiger als dieser Zusammenhang ist jedoch das Fehlen einer kontinuierlichen Einleitung von Zwangsschnittgrößen in das betrachtete Deckenfeld. Nach den vorliegenden Versuchserfahrungen erscheint die Annahme berechtigt, daß bereits Umfassungsbauteile mit sehr geringer Dehnsteifigkeit ausreichen, um das Plattenverhalten gegenüber einer Platte ohne Verformungsbehinderung deutlich positiv zu beeinflussen /4/.

In diesem Versuch wurde auf die horizontal zwängenden Pressen vollkommen verzichtet und die Platte an drei Seiten von einem zusätzlichen sehr stark ringförmig bewehrten Stahlbetonkranz umgeben (Bild 4.1). Im Vergleich zu angeschlossenen Plattenfeldern eines mehrfeldrigen Deckensystems ist die Dehnsteifigkeit dieses Kranzes äußerst gering. Im Brandversuch wird dieses Gebiet nicht beflammt. Durch vertikale Kragarmfesthaltungen wird eine totale Rotationsbehinderung des eigentlichen Plattenrandes erreicht.

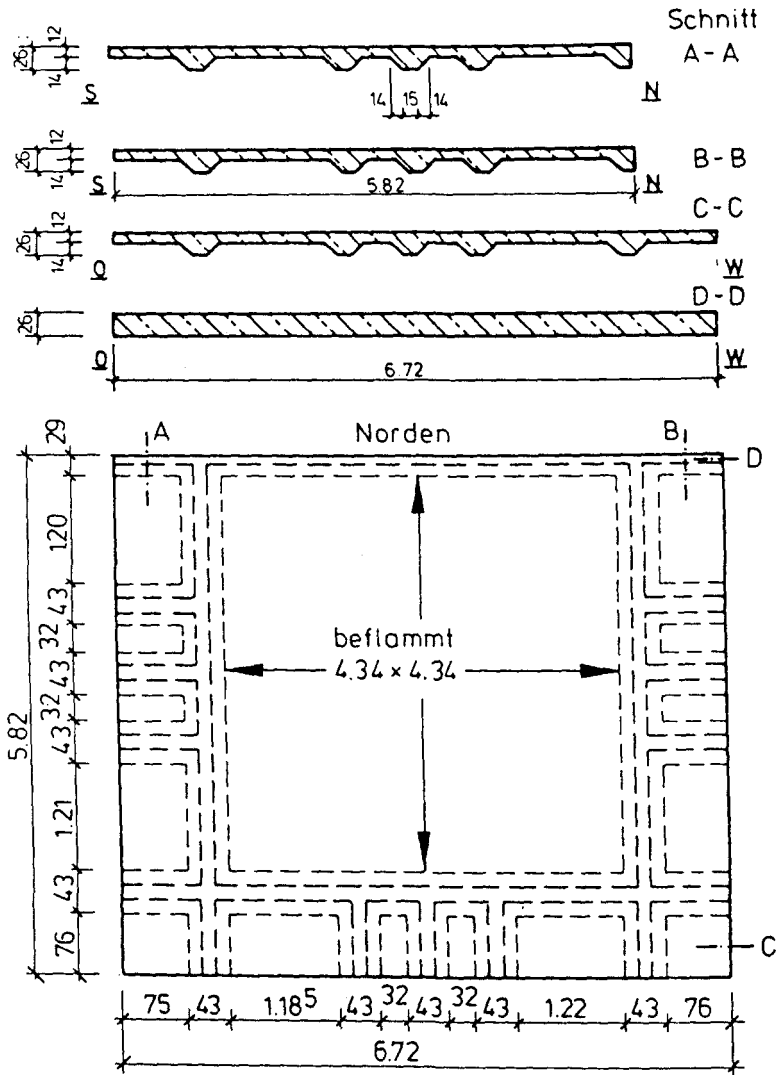


Bild 4.1: Plattensystem S 1/86

mit nicht beflamtem Randstreifen an 3 Seiten

Dieser Versuch soll Auskünfte zu folgenden Aspekten liefern:

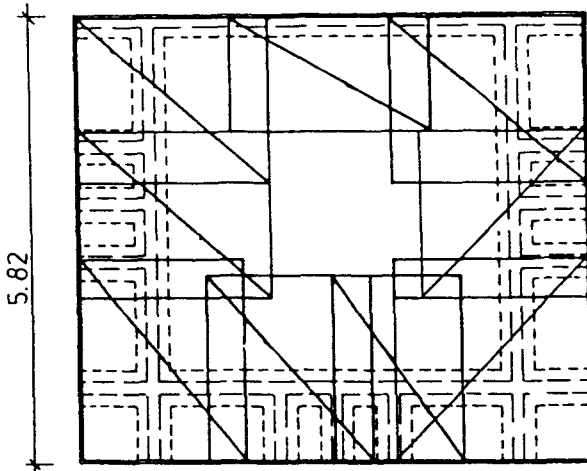
1. Ribbildung am Übergang kalt/warm,
2. geringe Behinderung der thermischen Längsdehnung bei voller Rotationsbehinderung,
3. kontinuierliche Einleitung von Randschnittgrößen.

4.2 Versuchskörper

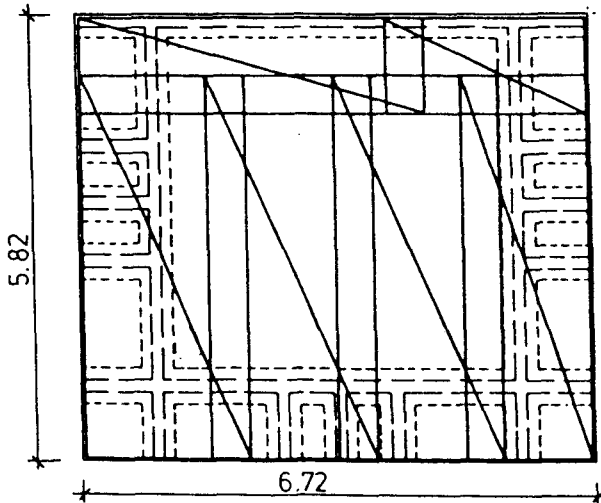
Das Plattensystem S 1/86 besteht im wesentlichen aus einer 12 cm dicken Standardplatte (siehe /1/), die jedoch an 3 Seiten von einem hochbewehrten Stahlbetonstreifen umgeben ist (Bild 4.1). Das innere Plattenfeld ist mit geschweißten Baustahlmatten BSt 500/550 RK oben und unten bewehrt, wobei die obere Bewehrung über die Auflagerlinien hinweggeführt worden ist (Bild 4.2). Wie im realen Bauwerk soll sie die im Brandversuch anwachsenden Stützmomente aufnehmen. Die umlaufende Bewehrung des Stahlbetonkranzes ist im Bild 4.5 mit angedeutet. Sie verläuft parallel zu den Seiten des später beflamten Plattenfeldes und bewirkt die Möglichkeit, einen äußeren Zugring um das beflamte Feld herum während der Brandbeanspruchung entstehen zu lassen. Die Zwang-Zugkräfte im Zugring lassen sich abschätzen, wenn Informationen über die Stahldehnungen vorliegen. Dazu sind an mehreren Meßquerschnitten Dehnmeßstreifen an die Bewehrungsstäbe appliziert worden.

An den Ecken der angevouteten Querbalken kann eine vertikale Randverformung behindert werden. Am Süd- und am Westrand sind starre Haltekonstruktionen angebracht worden, die jedoch eine horizontale Ausdehnung zulassen. Am Ostrand sind zwei Pressen verwendet worden, um über die Haltekraft Kenntnis zu erhalten. Bild 4.4 enthält die wesentlichen Angaben zu den vertikalen Randfesthaltungen. Da der Nordrand nicht an einem Stahlbetonstreifen angeschlossen ist, kann hier die Rotationsbehinderung nur behelfsmäßig vorgenommen werden. Über U-Eisen wird ein Zwangsmoment in den Querschnitt eingetragen, über dessen Größe keine Aussage möglich ist.

Obere Bewehrung , Matten Q 377



Untere Bewehrung , Matten Q 377



N

Bibl.d.TU.
Braunschweig

Bild 4.2: Biegebewehrung mit BSt 500/550 RK

4.3 Versuchsdurchführung

Die Platte wurde ca. einen Monat nach der Betonage ausgeschalt und dann so gelagert, daß die gesamte Plattenunterseite der Umgebungsumosphäre (ca. 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte) ausgesetzt war. Diese Platte ist nicht künstlich gealtert worden. Die ca. 6,5 Monate alte Platte wurde auf die Ofenwände geschoben. Aus den verschiedenen Beanspruchungszuständen während des Transportes sind keine Risse entstanden.

Die weiteren Maßnahmen der Versuchsvorbereitung beinhalten:

- das Aufzeichnen eines Rasters zur Rißübertragung
in Anlehnung an das Raster der Standardplatten
- das Einrichten der Festhalte- und Belastungskonstruktionen
- das Aufbauen der Meßelemente

Die Belastung mit einer Nutzlast von 145 kN erfolgte in Stufen mit einer Entlastung (Bild 4.3).

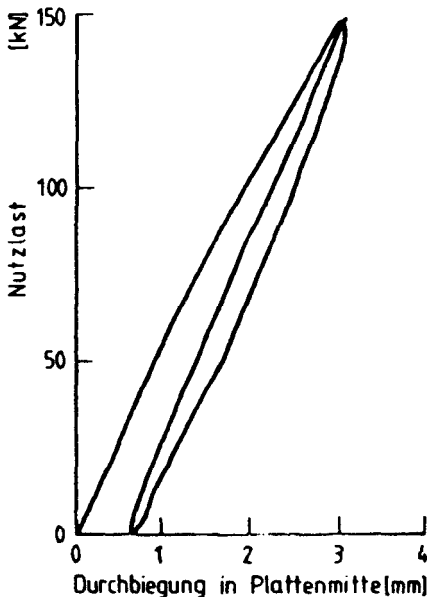


Bild 4.3: Last / Verformungs - Verhalten
des Plattensystems S 1/86 bis zur Versuchslast von 145 kN

Im anschließenden Brandversuch wurde die Platte über 5 Stunden gemäß der ETK aus DIN 4102, Teil 2 erwärmt. Abplatzungen, wie im Vergleichsversuch Q 3/82 /1,4,7/ traten nicht auf.

4.4 Versuchsbeobachtungen

4.4.1 Zwangbeanspruchung am Rand des beflamten Plattenfeldes

Die vertikalen Haltekräfte am Ende des ausragenden Streifens erreichen bereits nach ca. 25 Minuten ihre Maximalwerte. Dabei werden an der nördlichen Presse etwas höhere Werte gemessen, weil hier das Bestreben des Randes, sich zu verdrehen, wegen des fehlenden Kragstreifens im Norden größer ist (Bild 4.4).

Bis zum Versuchsende nach ca. 300 Minuten sinken die Kräfte langsam wieder bis auf diejenige Anfangskraft ab, mit der die Pressen vor Versuchsbeginn auf die Platte aufgesetzt worden sind.

Gemeinsam leiten die beiden Pressen eine maximale Kraft von ca. 70 kN aus behinderter Verformung in das Bauteil ein. Teile davon wirken auf die ebenfalls mit Pressen fixierten Ecken. Das maximale Zwangsmoment aus dieser Festhaltung kann bei einem Hebelarm von ca. 115 cm bis zum oberen inneren Ende der Voute mit 8050 kNcm abgeschätzt werden. Es muß auf den gesamten Rand verteilt werden. Eine Gleichverteilung auf die statische Länge von 4,75 m Länge ergibt für diesen Rand eine maximale Momentenbeanspruchung von ca. 1700 kNcm/m.

Da der gegenüberliegende Westrand an drei Punkten gehalten wurde, sind dort andere Zwängungen möglich. Im kritischen Querschnitt an dieser Westseite sind die obenliegenden Stäbe der Matte Q 377 zerrissen. Das dazu erforderliche Biegemoment beträgt maximal ca. 1700 kNcm/m. Dieser Wert ergibt sich mit

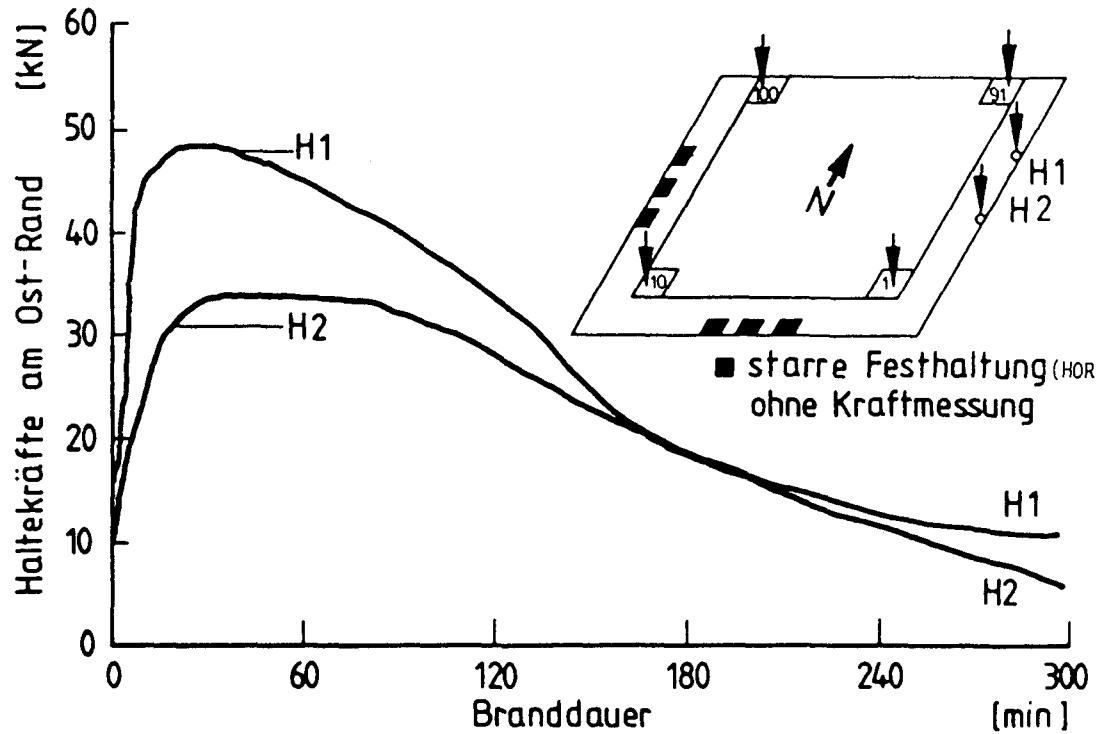
$$B_S = 550 \text{ N/mm}^2$$

$$A_S = 377 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$h = 0,8 \cdot (12 - 1,5 - 0,3) = 8,16 \text{ cm}$$

$$\text{Normalkraft} = \text{Null}$$

Bild 4.4: Haltekräfte am Ost-Rand



Das so abgeschätzte Grenzmoment stimmt mit dem für den Ostrand bestimmten Wert für das Maximalmoment überein. Das Zerreißen der Bewehrung geschah vorwiegend um die 40. Versuchsminute. In dieser Zeit treten auch am Ostrand die maximalen Haltekräfte auf.

Nur am Westrand sind die Bewehrungsstäbe gerissen. Jedoch kann für den Ost- und den Südrand angenommen werden, daß sich nach ca. 40 Minuten die Querschnitte plastisch verformen konnten.

Die Beanspruchung auf Zug des kalten Kragens in seinen Längsrichtungen steigt im Brandversuch rasch bis zur 40. Minute an. Alle Dehnmessstreifen an allen Langseisen zeigen zu diesem Zeitpunkt einen starken Abfall der Dehngeschwindigkeit. Die sieben Stäbe $\varnothing 28$ mm werden um ca. $0,85 \text{ ‰}$ gedehnt (Bild 4.5). Daneben sind im Randbalken 3 weitere Bewehrungsstäbe $\varnothing 28$ mm sowie 4 $\varnothing 16$ mm vorhanden, für die näherungsweise ein ähnliches Dehnverhalten angenommen werden kann. Daraus ergibt sich eine Zugkraft im Kragen von ca. $6960 \text{ mm}^2 \times 210 \text{ kN/mm}^2 \times 0,00085 = 1240 \text{ kN}$. Im weiteren Versuchsgang steigt sie bis ca. $1,25/0,85 \times 1240 = 1830 \text{ kN}$ an. Aus Gleichgewichtsgründen entstehen daher entsprechende Radialkräfte im beflamten Deckenfeld; es wird aus innerem Zwang günstig vorgespannt.

Die Dehnungen der nahe am Außenrand liegenden Stäbe ist deutlich größer als die der weiter innen liegenden. Zusätzliche Kontrollmessungen mit zwei an einem Stab an gegenüberliegenden Seiten angebrachten Dehnmessstreifen zeigen, daß eine schwache horizontale Stahlkrümmung im Eckbereich des Randes nach der 40. Minute einsetzt. Der lange Rand verkrümmt sich dagegen wesentlich stärker. Dabei nimmt die Krümmung nach außen hin zu.

Der Abfall der vertikalen Haltekräfte am Rand nach 60 Minuten erklärt sich mit der temperaturbedingten Entspannung der oberen Bewehrung. Diese ist zwischen der 30. und 60. Minute ungefähr 100 °C warm. Danach steigt ihre Temperatur gleichmäßig bis auf ca. 400 °C nach 300 Minuten an.

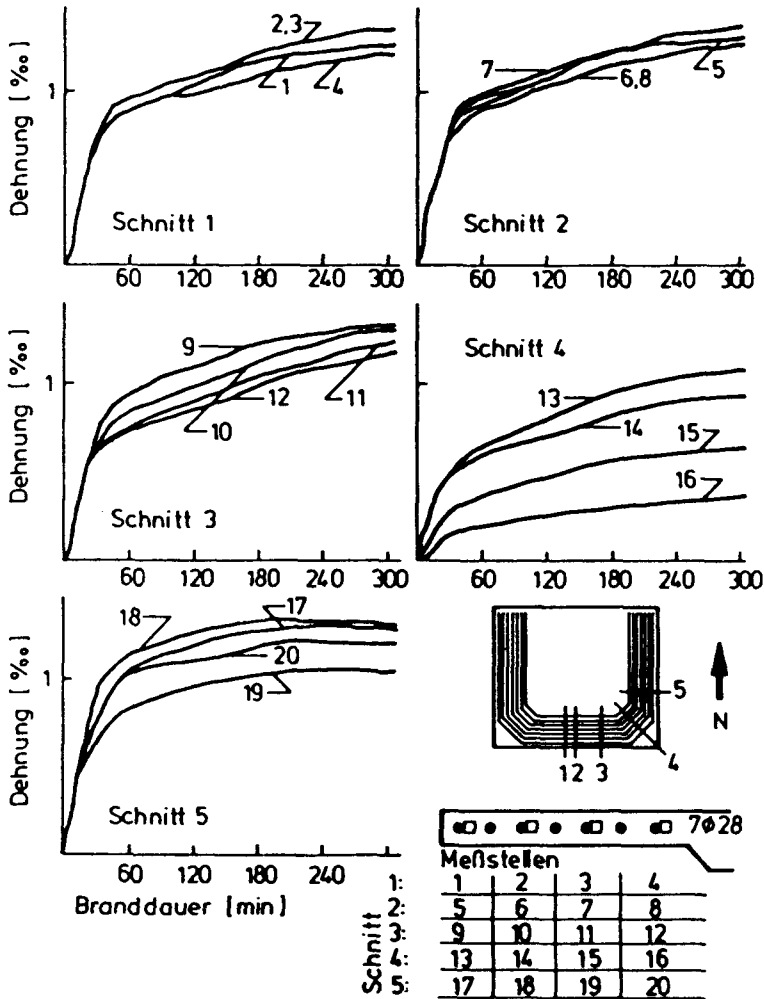


Bild 4.5: Bewehrung des Randstreifens zur Aufnahme von Zugkräften aus innerem Zwang beim Brandversuch und gemessene Stahldehnungen

4.4.2 Verformungen des Randes

Die an den Rändern gemessenen Plattenausdehnungen zeigt das Bild 4.6. Nach anfänglich rasch zunehmenden Werten verlangsamt sich die Ausdehnung ab der 40. Minute. Die Verschiebung des Südrandes ist wesentlich größer als die des Ostrandes, weil der Nordrand exzentrisch zur Plattenmittebene unverschieblich gehalten wird. So erzeugen die Verdrehungen des Nordrandes eine Verschiebung der gesamten Platte nach Süden. Hieraus resultieren Meßwertverfälschungen an den Meßpunkten 19 und 20, deren Werte durch die Verschiebung abgemindert worden sind.

Der Einfluß des Kragstreifens geht aus dem Vergleich der Verschiebungen nach Osten an den Punkten 1 und 15 hervor: im Süden sind deutlich geringere Werte gemessen worden als im Norden, wo kein kalter Randstreifen existiert.

Die Messungen zeigen auch, daß die Verschiebungen der Seitenmitten größer sind als die der Ecken. Für die Schmalseiten ist aus den Einzelmessungen für einen Zeitpunkt das Verschiebungsfeld mit im Bild 4.6 dargestellt. Kontrollmessungen von Dehnungen an 2 gegenüberliegenden Seiten eines Bewehrungsstabes bestätigen diese Krümmung. Die Relativverschiebung der Enden des langen Randstreifens im Süden bezogen auf die gerade Länge seiner Bewehrung ergibt in guter Näherung Dehnwerte in der Größenordnung der Meßwerte von Bild 4.5. Der zeitliche Verlauf der Dehnungen stimmt mit der Entwicklung der Verschiebungen überein.

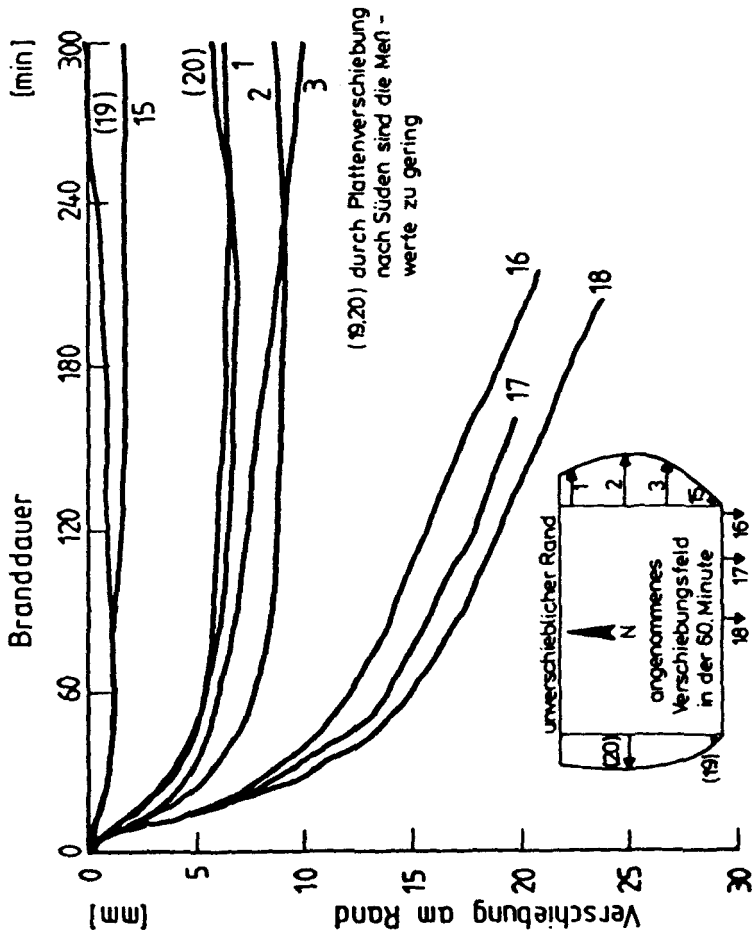


Bild 4.6: horizontale Wege an 3 Plattenrändern -
 die Verschiebungen des Süd-Randes (Mst. 16 - 18)
 sind in der Darstellung des Verschiebungsfeldes
 nicht enthalten

4.4.3 Verformungen des beflamten Plattenfeldes

Die Platte biegt sich in der Mitte des beflamten Gebietes in den ersten 20 Minuten rasch durch. Danach verlangsamt sich die weitere Verformung bedeutend. Erst nach ca. 3 Std. Branddauer ist die Verformungsgeschwindigkeit wieder geringfügig größer. Auch nach über fünf Stunden ETK-Beflammung ist erst eine Mittendurchbiegung von weniger als 250 mm entstanden, und die Verformungsgeschwindigkeit läßt ein baldiges Versagen noch nicht erwarten (Bild 4.8).

Die warmen Eckbereiche, die an zwei Seiten von kalten Kragstreifen eingefaßt sind, biegen sich in den ersten 30 Minuten leicht nach unten durch. Danach geht diese Verformung wieder zurück, und nach 300 Minuten haben sie sich gegenüber der Lage nach dem Kaltbelasten sogar nach oben bewegt.

An der Entwicklung der Nord-Süd-Biegelinie ist deutlich der Einfluß des kalten Randstreifens und das bereits oben beschriebene Entstehen des plastischen Gelenks zu erkennen. Die Behinderung der Verdrehung am Südrand ist auch nach dem Erreichen des plastischen Moments größer als die konstruktive Randeinspannung am Nordrand. Diese Biegelinie ist nicht symmetrisch, sondern zeigt im Norden größere Durchbiegungen (Bild 4.7).

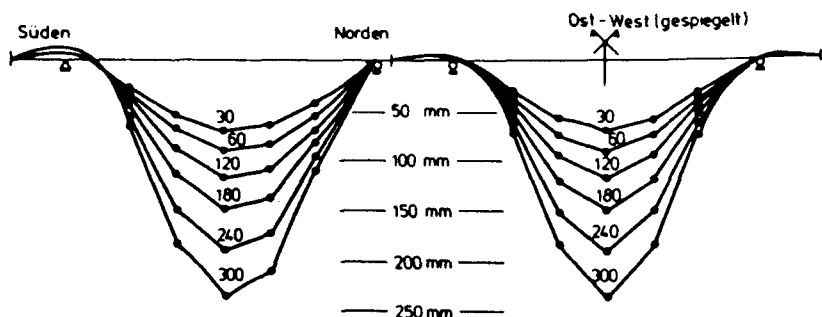


Bild 4.7: Biegelinien nach verschiedenen Branddauern

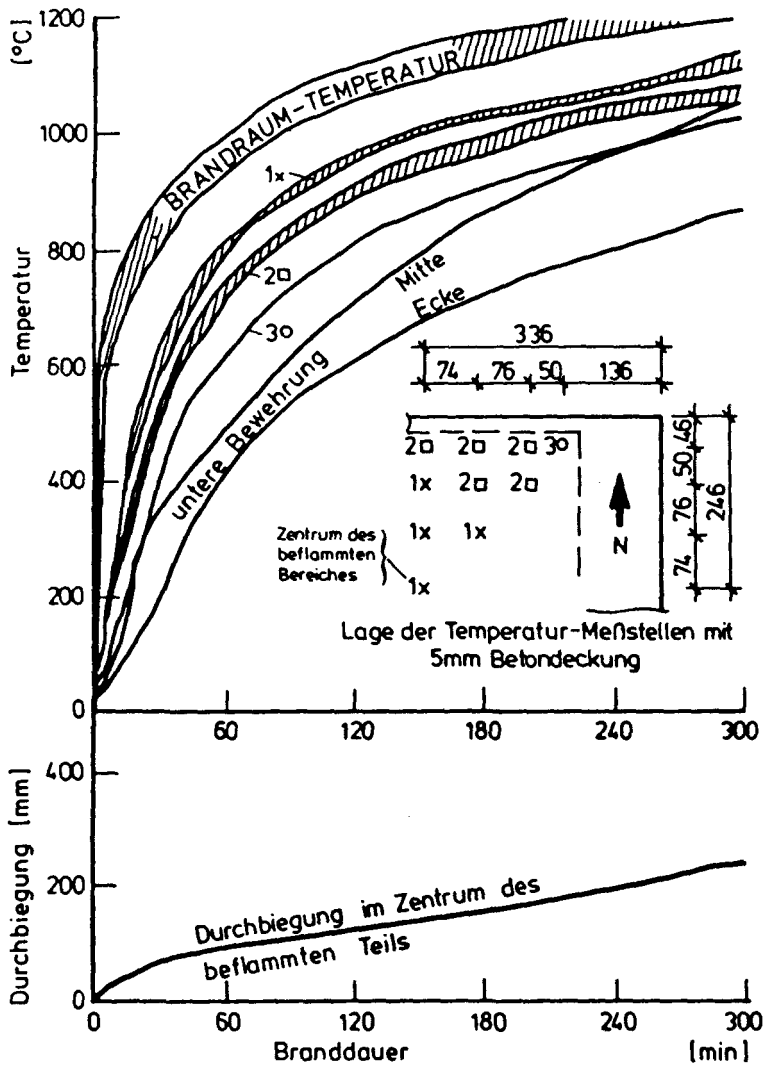


Bild 4.8: Temperaturen und Mittendurchbiegung

4.4.4 Bauteiltemperaturen

Das Bild 4.8 zeigt die Temperaturbeanspruchung dieser 12 cm dicken Platte und stellt gleichzeitig die Entwicklung der Durchbiegung im Zentrum des beflamten Teils dar. Auf der Höhe der untenliegenden Bewehrung wurden 500 °C nach 60 Minuten erreicht. Zum Versuchsende nach über 300 Minuten wurden dort ca. 900 °C gemessen. Es ist keine bestimmte Temperatur der unteren Bewehrung zu erkennen, bei der sich das Verformungsverhalten der Platte entscheidend ändert.

An dem mittleren der drei \varnothing 28 im umlaufenden Randbalken gemessene Temperaturen zeigen, daß dort 150 °C nicht überschritten worden sind und daß ein steiler Temperaturgradient im Randbalken zur Ecke hin vorliegt.

Der auskragende Stahlbetonstreifen hat sich praktisch nicht erwärmt.

Die Temperaturen an der unbeflammten Oberfläche lagen nach einer Stunde bei ca. 100 °C. Je nach der flächenmäßigen Ausdehnung der Wasserpflanze trat die weitere Erwärmung nach 75 bis 150 Minuten ein. Die Maximaltemperaturen betrugen ca. 270 °C zum Ende des Brandversuches.

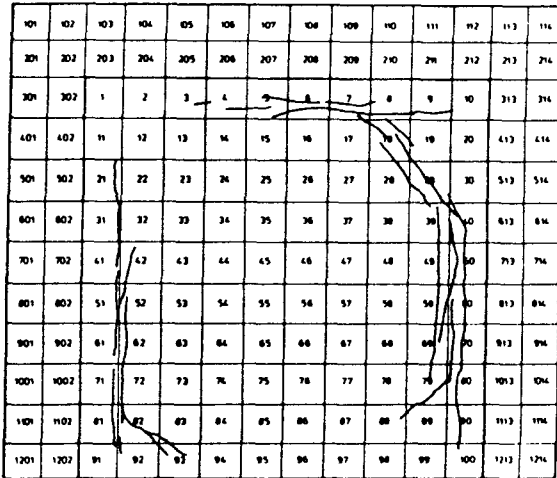
4.4.5 Rißbildung (Bilder 4.9)

Bereits etwa drei Minuten nach Beginn des Brandversuchs entwickelten sich an der kalten Oberfläche Risse parallel zu den Kragstreifen an allen drei betreffenden Rändern. In den folgenden Minuten entwickelten sich parallel dicht dazu weitere Risse. Erst nach ca. 10 Minuten setzte eine Rißbildung in den Ecken ein (Diagonalrisse). Gleichzeitig konnten erste feine Risse am kalten Kragstreifen beobachtet werden. Sie verlaufen quer zur Streifenlängsrichtung.

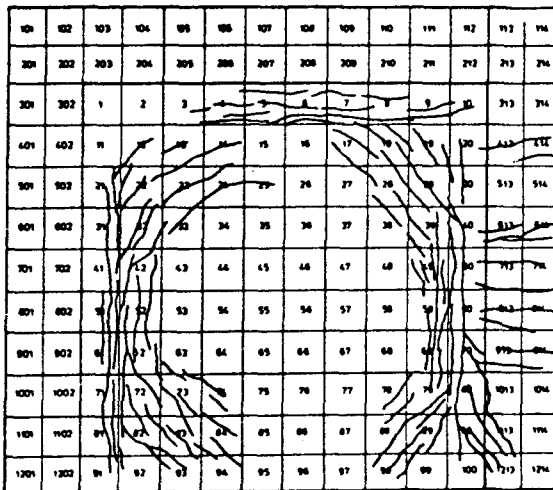
Bis zur 160. Minute verdichtet sich das gesamte Rißnetz. Im beflamten Gebiet bleibt das unbewehrte Zentrum praktisch rissefrei, darum herum ist ein kreiskörmiges Rißbild entstanden. Die Randstreifen sind quer und in den Ecken diagonal gerissen. Das Südost-Gebiet des Kragstreifens konnte wegen des Versuchsaufbaus nicht so genau eingesehen werden, daß auch hier Risse entdeckt werden konnten. Gleichwohl ist

die Annahme berechtigt, daß auch hier Risse vorhanden waren.

Nach der 160. Minute war das Rißbild voll entwickelt.

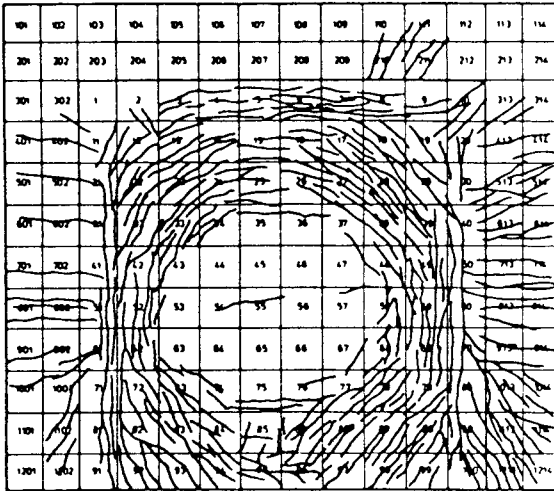


nach
10 Minuten

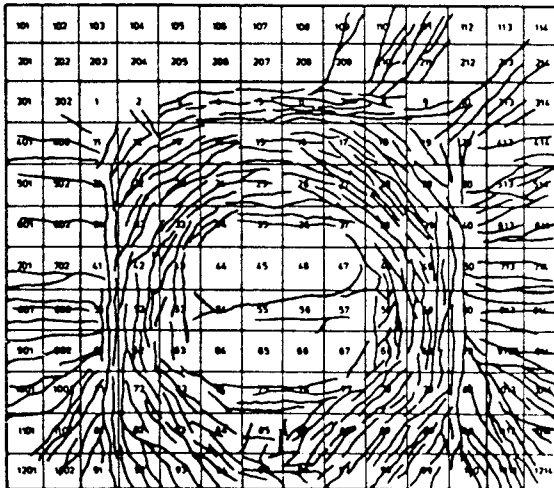


nach
20 Minuten

Bild 4.9a: Rißbildung an der unbeflammten Oberfläche



nach
40 Minuten



nach
300 Minuten

Bild 4.9b: Rißbildung an der unbeflammten Oberfläche

4.5 Erkenntnisse aus diesem Versuch

Dieser Versuch bestätigt in hohem Maße die Erkenntnisse aus den Versuchsserien mit dehnbehinderten liniengelagerten Quadratplatten.

Wichtig für das Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten sind die Randbedingungen des statischen Teilsystems. Kann eine freie Randverdrehung wirksam behindert werden, so werden die Plattendurchbiegungen drastisch verringert. Je weiter die obere Bewehrung in das beflamte Feld hineinreicht, um so weiter reicht der rückdrehende Einfluß der Verdrehbehinderung am Rand.

Die untenliegende Feldbewehrung verliert dabei vollkommen an Bedeutung /7/. Selbst bei einer ca. 900 °C heißen Feldbewehrung ist keine Zunahme der Verformungsgeschwindigkeit zu erkennen.

Dieser Versuch ist bewußt so konzipiert worden, daß keine Längsdruckkräfte aus Zwangwirkung durch Pressen von außerhalb des Plattensystems senkrecht zu den Rändern in das Plattenfeld eingeleitet wurden. Es ist also nicht notwendig, daß solche Kräfte den Plattenquerschnitt bis hin zum Zentrum überdrücken müssen, um die Tragfähigkeit zu gewährleisten.

Mit diesem Versuch wird ein Modell für das Tragverhalten von vorwiegend mit gleichförmigen Flächenlasten beaufschlagten Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung bestätigt, das bereits mit Hilfe der vorausgegangenen Versuchsserien entwickelt worden ist /5/. Es stützt sich auf die Versuchserfahrung im Sonderforschungsbereich. In den Versuchen ist eine gleichförmige Flächenlast simuliert worden, indem die Gesamtlast in 16 Punkten eingeleitet worden ist /6/. Dieses Modell kann auf praxismgerechte Verhältnisse (z. B. des Wohnungsbaus) angewendet werden.

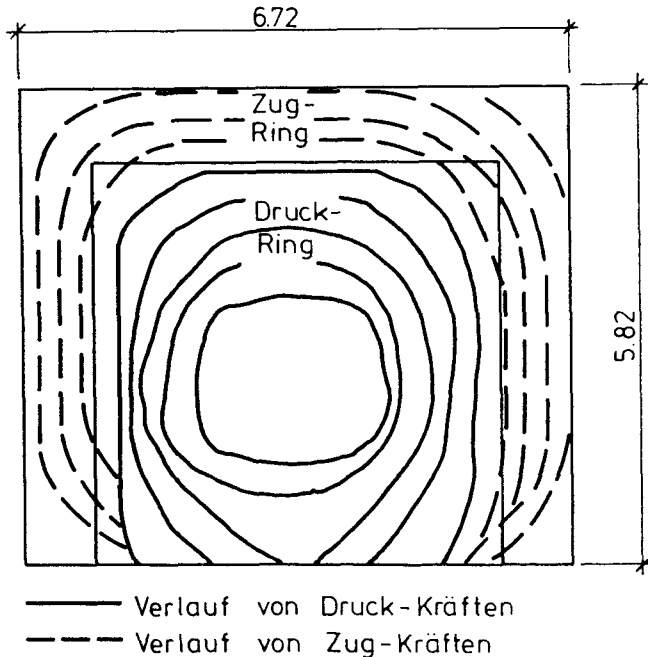


Bild 4.10: Verlauf von tangentialen Scheibenkräften aus Zwang
aus dem voll entwickelten Rißbild abgeleitet

Parallel zu den Rändern eines beflamten Plattenfeldes entstehen im brandbeanspruchten Teil Druckkräfte. Innerhalb dieser Streifen verläuft die Druckkraft auf leicht gekrümmter Bahn um die Ecken herum. Sowohl in der Draufsicht als auch innerhalb des Querschnitts ist der Druckverlauf bogenförmig. Diese Druckringe werden hervorgerufen von den nicht beflamten benachbarten Bauteilen, die die Ausdehnung behindern. Diese angrenzenden Bauteile werden auf Zug beansprucht. Insgesamt befindet sich der betrachtete Bauwerksausschnitt im Gleichgewicht der Kräfte. Im hier besprochenen System mußten die kalten Kragstreifen Zugkräfte aufnehmen können (Bild 4.10).

Die Breite der Druck- und Zugringe hängt stark von den Abmessungen des Gesamtsystems und von der Möglichkeit des randnahen beflamten Teilbereiches ab, sich nach unten zu verbiegen. Dabei kommt der oberliegenden Stützbewehrung eine besondere Bedeutung zu. Je größer derjenige

Anteil des brandbeanspruchten Feldbereiches ist, in welchem wegen lediglich geringer Biegeverformungen hohe Scheibenkräfte entstehen können, desto günstiger wirkt sich dieser Effekt auf das Trag- und Verformungsverhalten aus. Dieser randnahe Druckring leistet einen wesentlichen Beitrag beim Lastabtrag, während die Bedeutung der unterliegenden Bewehrung durch die Zwängungen stark abgebaut wird /7/. Diese Randstreifen werden zwar zur Mitte hin geneigt, können aber wegen des günstigen Eigenspannungszustandes bei praktisch vorkommenden Dehnbehinderungen kaum versagen.

Der zentrale Feldbereich kann sich fast ungehindert gemäß den thermischen Beanspruchungen verbiegen und damit entspannen. Von ihm gehen auf die Umgebung kaum Kraftwirkungen aus. Er ist trotz der Risse (keine durchgehenden Trennrisse) so fest mit seiner Umgebung verbunden, daß ein Einsturz nicht befürchtet werden muß. Die Last im Zentralbereich kann auf diese Weise sehr lange getragen werden. Größere Lasten sind jedoch in Plattenmitte kaum aufzunehmen. Der Innenbereich wird bei längeren Branddauern und großen Durchbiegungen praktisch zwängungsfrei.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Mit den hier beschriebenen abschließenden Versuchen der letzten Förderungsperiode des SFB 148 wurden solche Versuchsparameter punktuell untersucht, die in den vorangegangenen Versuchsreihen unverändert bleiben mußten. Wichtige Fragen aus dem Katalog der Aufgaben bei der Beurteilung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonflächen-tragwerken unter Brandbeanspruchung können mit den hier gewonnenen Erkenntnissen nun besser und sicherer beantwortet werden.

Es ist positiv zu wissen, daß eine Vorerwärmung aus einem Schmelbrand vor dem voll entwickelten Feuer bei vorwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen nicht als zusätzliche Versagensursache untersucht zu werden braucht. Entgegen der Beobachtung bei einer schwach, aber über lange Zeit allseitig erwärmten Stahlbetonstütze unter ausmittiger Druckbeanspruchung /8/ entzieht sich die Platte zunächst durch Verformungen einer zu großen mechanischen Beanspruchung aus Dilatationsbehinderung und kann anschließend, nachdem sich der Temperaturunterschied zwischen den beiden Plattenoberflächen abgebaut hat, die Beanspruchungen verformungsarm aufnehmen. Sogar der als besonders kritisch erkannte Lagerungsfall mit vollständiger Behinderung der Ausdehnung führt nun auch bei der anschließenden Normbrandbeanspruchung nicht mehr zum Bauteilversagen.

Dieses positive Resümee muß aber auch die Frage danach aufwerfen, wie sich eine Platte bei einer schnelleren Erwärmung verhält, als sie die Einheitstemperatur-Zeitkurve der DIN 4102, Teil 2 darstellt. Solche Temperaturbeanspruchungen werden z. B. bei der Begutachtung von Tunnelquerschnitten angenommen. Versuchserfahrungen hierzu konnten im SFB 148 nicht gewonnen werden. Einige Tastversuche mit erhöhter bis schockartiger Erwärmung würden den vorhandenen Erfahrungsschatz sinnvoll ergänzen.

Ein erster Schritt zur versuchstechnischen Untersuchung des in der Praxis häufig vorkommenden Systems der punktgestützten Platte wurde im SFB getan. Die Verformungsfreudigkeit dieses Systems hat sich bestätigt. Weitere Untersuchungen sind notwendig und beantragt /9/. Be-

sondere Gefahren werden im Durchstanzrisiko bei einzelnen Auflagern gesehen, und die Übertragbarkeit der gesammelten Erkenntnisse auf dieses System mit vollkommen anderen statischen Randbedingungen muß nachgewiesen werden.

Das Plattensystem hat gezeigt, daß das Konstruktionselement Stahlbetonplatte im allgemeinen über lange Branddauern tragfähig ist. Bereits für das Brandverhalten bislang für unbedeutend gehaltene Bauteile können ein Plattensystem viel stärker vor einem Versagen schützen, als es bislang vermutet werden konnte. Im baupraktischen Einbauzustand sind im allgemeinen Hochbau kaum Plattenteile anzutreffen, die nicht feuerbeständig bezogen auf die Tragfähigkeit wären.

Letztlich wurde demonstriert, daß die vollständig beflamten Bauwerksausschnitte der vorangegangenen Versuchsserien tatsächlich Aussagen über das Verhalten teilweise beflammer Gesamtkonstruktionen ermöglichen. Der Versuchsaufbau mit einem Pressensystem als Ersatz für angrenzende Bauteile hat sich bewährt. Auf diesem Wege sollte auch in Zukunft weitergearbeitet werden. Ein Antrag zur Förderung der Realisierung einer entsprechenden Versuchsanlage für die Untersuchung von Gesamttragwerken ist geplant. Für diese "intelligente Prüfmaschine" unbedingt notwendige rechnergestützte Vorstudien sind bereits beantragt /10/. Erste Vorleistungen dazu wurden beim Abschlußkolloquium vorgestellt. Die positiven Erfahrungen aus dem Teilprojekt A2 unterstreichen die Richtigkeit einer so aufgebauten Versuchseinrichtung.

6. Literaturverzeichnis

- / 1/ Wiese, J. Brandversuche an quadratischen Stahlbetonplatten
- Grundgedanke, Durchführung und Überblick,
Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987

- / 2/ Bares, R. Berechnungstabeln für Platten und Wandscheiben,
aus dem tschechischen übersetzt von Javornicky,
Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1969

- / 3/ Haß, R. Zur praxisgerechten brandschutztechnischen
Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton,
Dissertation, TU - Braunschweig, 1985

- / 4/ Wiese, J. Der Einfluß des Grades einer Dehnbehinderung
auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten,
Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987

- / 5/ Wiese, J. Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung -
experimentelle und numerische Untersuchungen
zum Trag- und Verformungsverhalten,
Dissertation in Vorbereitung

- / 6/ Wiese, J. Der Einfluß der Belastung
auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten,
Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987

- / 7/ Wiese, J. Der Einfluß des Bewehrungsgrades
auf das Brandverhalten von Stahlbetonplatten,
Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987

- / 8/ Haksever, A. Tragverhalten von Druckgliedern bei
natürlichen Bränden,
Beitrag im Arbeitsbericht 1984-86
des SFB 148 der TU Braunschweig, 1987

- / 9/ Kordina, K.
Krampf, L. Untersuchungen zum Trag- und Verformungs-
verhalten punktförmig gestützter Platten bei
Normbrandbeanspruchung unter Berücksichtigung
des Sonderfalles Vorspannung ohne Verbund,
Forschungsantrag an die Deutsche Forschungs-
gemeinschaft, TU - Braunschweig, 1986
- /10/ Hosser, D. Entwicklung einer "intelligenten Prüfmaschine"
zur Untersuchung von Gesamttragwerken unter
lokaler Brandbeanspruchung (Vorstudie),
Forschungsantrag an die Deutsche Forschungs-
gemeinschaft, TU - Braunschweig, 1987

Brandversuche zum Durchstanzen von Flachdecken

von

Dipl.-Ing. Michael Kiel

Inhaltsverzeichnis

1 Zielstellung	3
2 Berührte Normen, bisherige Versuche, theoretische Grundlagen	4
3 Versuchsaufbau	6
3.1 Versuchsstand	6
3.2 Versuchskörper	9
3.3 Meßeinrichtung	11
3.4 Versuchsdurchführung	13
4 Ergebnisse	14
4.1 Versuch 1	14
4.2 Versuch 2	16
4.3 Versuch 3	18
4.4 Versuch 4	20
5 Bewertung, Schlußfolgerung	21
6 Zusammenfassung	23
Literaturverzeichnis	24
Anhang	25

1 Zielstellung

Die brandschutztechnische Beurteilung von Flachdecken aus Stahlbeton und des damit verbundenen Durchstanzproblems stand bisher im Abseits der Forschung. Lediglich ein Zulassungsversuch einer ausländischen Materialprüfanstalt ist zur Fragestellung des Durchstanzens bisher bekannt geworden.

Die an diesen Systemen durchgeführten Traglastversuche unter Normaltemperatur lassen einen Versagensmechanismus erkennen, der durch die Tragfähigkeit der schiefen Hauptdruckstrebe im unmittelbaren Auflagerbereich bestimmt wird. Im Brand ist die Druckzone im stütznahen Plattenbereich einer erheblichen Erwärmung ausgesetzt, sodaß die damit verbundenen Festigkeitsverluste ein relativ frühes Versagen verursachen dürften. Diese Vermutung bestand seit längerem und war Anlaß, die hier dargestellten Versuche an Flachdeckenausschnitten durchzuführen.

Grundsätzlich wird das Verhalten der stütznahen Bereiche von Flachdecken im Brand bestimmt durch:

- das Stützenrastermaß,
- die Stützenabmessung,
- die Deckendicke,
- die Lage und Menge der Biegebewehrung,
- die Lage und Menge der Schubbewehrung,
- die Eigenschaften der verwendeten Baustoffe und
- die Belastung.

Bei der Wahl der Versuchsparameter standen Überlegungen hinsichtlich der Vergleichbarkeit mit bereits durchgeführten Traglastversuchen an Flachdecken und Brandversuchen an liniengelagerten Platten im Vordergrund. Durch die geringe Zahl von vier durchgeführten Versuchen, bei denen lediglich die Belastung variiert wurde, kann angesichts dieser Fülle von Parametern keine abschließende Beurteilung des Tragverhaltens vorgenommen werden, sondern es muß von Tastversuchen gesprochen werden.

2 Berührte Normen, bisherige Versuche, theoretische Grundlagen

In DIN 4102, Teil 4 werden die Anforderungen an Flachdecken aus brandschutztechnischer Sicht geregelt. Diese Anforderungen beschränken sich auf die Deckendicke und den Achsabstand der Bewehrung. Sie sind in der folgenden Tabelle zusammengefaßt.

Anforderung für	F-30	F-60	F-90
Dicke [mm]	150	200	200
Achsabstand der Bewehrung [mm]	12	25	35

Tabelle 1: Anforderungen nach DIN 4102, Teil 4

Im Beton-Brandschutzhandbuch /MO81/ wird hierzu gesagt, daß diese Werte auf Grund mangelnder Erfahrung in die Vorschrift aufgenommen wurden und daß Beobachtungen an tatsächlichen Bränden ein günstigeres Tragverhalten der Flachdecken vermuten lassen.

Die Anwendung der DIN 4102 setzt voraus, daß das Tragwerk nach der entsprechenden Konstruktionsnorm bemessen wurde. Dies betrifft hier die DIN 1045, Abschn. 22, Punktförmig gestützte Platten, für das vorliegende Teilproblem im wesentlichen den Abschnitt 22.5, Sicherheit gegen Durchstanzen. Hierin wird gefordert, daß die Schubspannung im Rundschnitt um die Stütze einen bestimmten Grenzwert nicht überschreitet. Entsprechende Berechnungsvorschriften werden detailliert angegeben.

In Verbindung mit DIN 1045 ist das Heft 240 des DAfStb von Bedeutung, wo ingenieurgerechte Hilfen zur Berechnung der maßgebenden Schnittkräfte gegeben werden.

Nölting hat in seiner Arbeit /Nöl184/ alternative Bemessungsvorschläge erarbeitet, bei deren Anwendung ein gleichmäßigeres Sicherheitsniveau erwartet werden kann, da sie auf der

Auswertung einer sehr großen Zahl von Versuchen beruhen. Außerdem werden in Verbindung mit /Nö284/ Formeln zu Verfügung gestellt, mit deren Hilfe die maximal übertragbare Stützenlast berechnet und daraus das zugehörige Stützmoment bestimmt werden kann, wobei gemessene Materialkennwerte direkt eingesetzt werden können. Diese Formeln stehen sowohl für DIN 1045 als auch für die von Nölting entwickelten Bemessungsverfahren zu Verfügung.

Bei durchlaufenden Flachdeckensystemen treten infolge der behinderten Verdrehung im Brand Zwangsschnittgrößen auf. Dies äußert sich, vereinfacht ausgedrückt, in einer Verschiebung der lastbedingten Momentenlinie nach oben. Im allgemeinen wird diese Verschiebung durch das aufnehmbare Stützmoment begrenzt. Da sich im Randbereich der Durchlaufsysteme bei gelenkiger Endauflagerung eine reine Verschiebung der Momentenlinie nicht einstellen kann, muß die Momentenlinie hier auch verdreht werden, was eine Änderung der Gradienten bewirkt. Wie man weiß, ist die Gradienten der Momentenlinie gleich der Querkraft! Somit wächst also mit dem Stützmoment infolge Brandeinwirkung auch die Querkraft an der jeweils ersten Innenstütze der Durchlaufsysteme.

Die wirklichkeitsnahe Erfassung dieses Zusammenhangs kann im Versuch kaum erfolgen, da hierzu mindestens ein 2*2-Feldsystem geprüft werden müßte. Beschränkt man den Versuch jedoch auf den Rundschnitt um die Stütze im Momentennullpunkt, so können zwar Moment oder Querkraft über der Stütze realistisch gesteuert werden, wobei sich die eine Größe in bestimmter Abhängigkeit von der anderen mitverändert, jedoch entspricht diese Abhängigkeit nicht der, die sich im wirklichen Plattensystem einstellt.

Trotzdem ist dieser Versuchsaufbau gerechtfertigt, da damit die Phänomene grundsätzlich erzeugt werden können und da weiterhin die Möglichkeit zur Überprüfung von Rechenprogrammen gegeben ist, die wiederum zur Übertragung auf praxisgerechte Fälle benutzt werden können. Hierzu steht das vom Verfasser erstellte Programm FIPSE zu Verfügung, das im Augenblick jedoch Querkraft-

verformungen und Schubspannungen nicht berücksichtigt. Das Programm kann jedoch entsprechend erweitert werden.

3 Versuchsaufbau

3.1 Versuchsstand

Der Versuchsstand wurde so entworfen, daß der im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz für die Versuchsserie /Nö284/ hergestellte Belastungsrahmen weiterverwendet werden konnte. Dadurch sind einige geometrische Eckwerte bereits festgelegt, so zum Beispiel der Lastpunktradius mit 1100 mm. Daraus ergibt sich das äquivalente Stützenrastermaß l_D zu 5000 mm, wenn angenommen wird, daß die Lasten im Momentennullpunkt des nicht erwärmten Systems angreifen. Dieses Maß stimmt ziemlich genau mit den für die Plattenversuche des Teilprojekts A2 im SFB 148 verwendeten Stützweiten überein.

Unter Mitverwendung der von Nölting für /Nö284/ entworfenen Belastungskonstruktion wurde der in Bild 1 dargestellte Versuchsaufbau entwickelt. Die Plattenauflagerkraft wird als Pressenkraft durch eine oberhalb des Belastungsrahmens liegende Hohlkolbenpresse Lukas HOP 500-250 über ein Dywidag-Spannglied $\varnothing 27.5$ mm, das in einem Hüllrohr $\varnothing 33$ mm verläuft, von unten in den zentralen Stützenstummel eingeleitet. Zur gleichmäßigen Verteilung der Spannungen im Lasteinleitungsbereich wurde unter der Spanngliedkopfplatte eine weitere Kopfplatte aus St 37/2 mit einer Dicke von 50 mm angeordnet. Der Lasteinleitungsbereich wurde beim Brandversuch zunächst durch 50 mm starke Vermiculiteplatten geschützt. Dies erwies sich beim ersten Versuch als nicht ausreichend, sodaß die Plattendicke verdoppelt werden mußte.

- 7 -
Schnitt 1-1

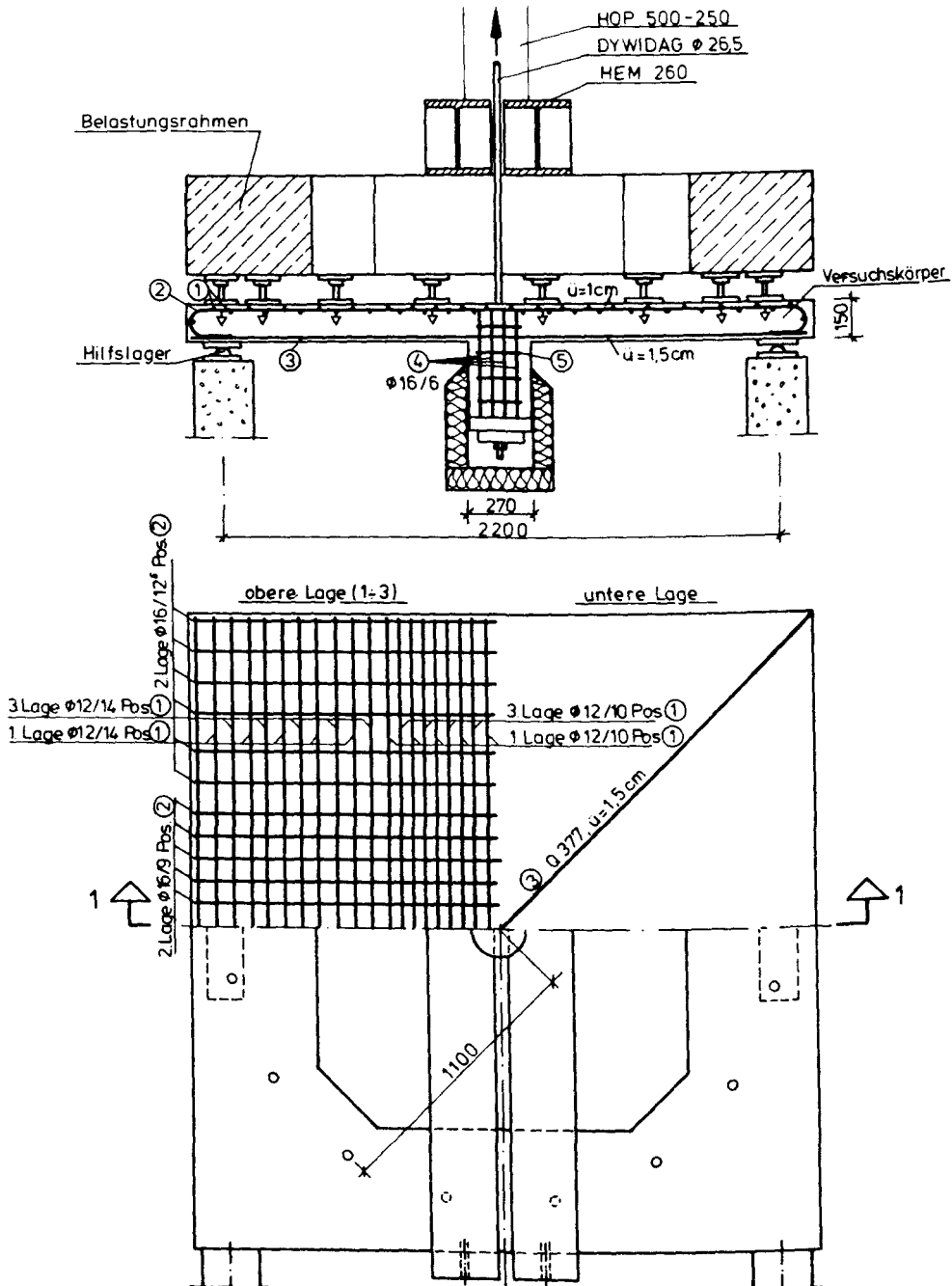
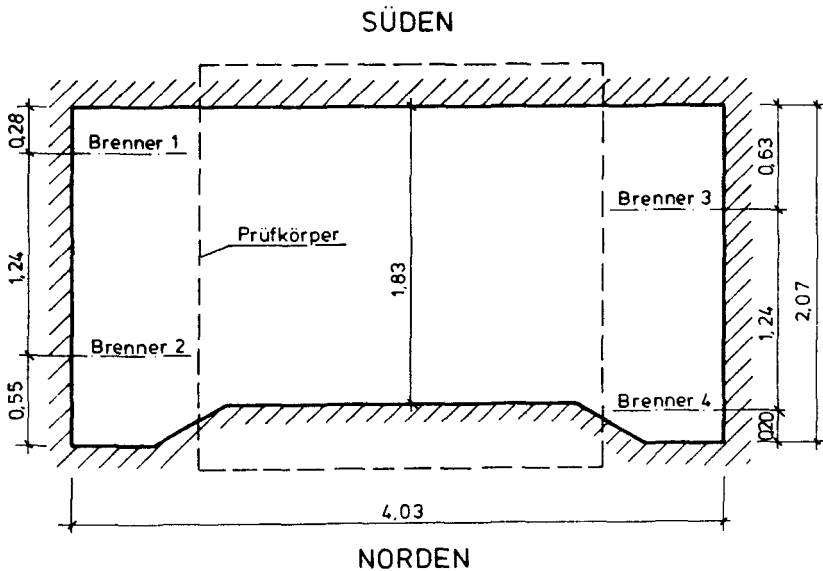


Bild 1: Versuchsstand und Prüfkörper

Die Hohlkolbenpresse ist auf zwei HEM 260 aufgelagert, die ihrerseits auf dem Belastungsrahmen aufliegen. Durch diesen Rahmen wird die Plattenaufleger-(Pressen-)Kraft gleichmäßig auf 16 im Kreis angeordnete Lasteinleitungspunkte übertragen. In den Lasteinleitungspunkten wurden höhenverstellbare, kalottengelagerte Übertragungselemente angebracht, die die Kraft am Rand abnehmen.

Die Geometrie des Brandraumes ist auf Bild 2 im Grundriß dargestellt. Die Stirnwände bestehen aus feuerfestem Mauerwerk, während die Seitenwände aus Gasbeton hergestellt wurden.



Lichte Brandkammerhöhe : 1,60 m
Höhe der Brennerachse über UKB : 0,68 m

Bild 2: Brandraum

3.2 Versuchskörper

Bei den schon angesprochenen Plattenversuchen des Teilprojekts A2 im SFB 148 wurden Plattendicken von 120 und 150 mm untersucht. Nölting hat in /NÖ284/ eine Plattendicke von 150 mm verwendet. Daher lag es nahe, die hier dargestellten Durchstanzversuche ebenfalls mit einer Plattendicke von 150 mm durchzuführen, zumal auch DIN 1045, Abschn. 22.2, eine Mindestdicke von 150 mm vorschreibt.

Versuchskörper Nr.	1	2	3	4
Beton				
Hergestellt 1985 am Ausbreitmaß [cm]	11.07. 44	11.07. 44	01.08. --	01.08. --
Würfelfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm ²]	47	47	41	41
Festigkeit nach [d]	190	190	169	169
Würfel [N/mm ²]	49	49	47	47
Zylinder [N/mm ²]	42	42	39	39
E-Modul [N/mm ²]	26400	26400	26200	26200
Bruchdehnung [mm/m]	2.12	2.12	2.05	2.05
Spaltzug [N/mm ²]	3.17	3.17	2.58	2.58
Rohdichte [kg/m ³]	2.30	2.30	2.31	2.31
Feuchte [%]	3.91	3.91	3.87	3.87
Alter am Tage der Versuchsdurchführung [d]	182	189	154	141
Stahl				
Durchmesser 12				
Streckgrenze [N/mm ²]	565	565	565	565
Zugfestigkeit [N/mm ²]	647	647	647	647
Bruchdehnung [%]	17.2	17.2	17.2	17.2
Durchmesser 16				
Streckgrenze [N/mm ²]	558	558	558	558
Zugfestigkeit [N/mm ²]	653	653	653	653
Bruchdehnung [%]	19.2	19.2	19.2	19.2

Tabelle 2: Materialkennwerte

Die Bemessung der Prüfkörper erfolgte unter der Maßgabe, etwa die Tragfähigkeit der im Teilprojekt A2 untersuchten,

liniengelagerten Platten zu erreichen. Damit ergab sich die in Bild 1 dargestellte Bewehrungsführung. Die Berechnung der Schnittkräfte erfolgte mit Hilfe der Tabellen aus Heft 240 DAfStb. Die Bewehrung des Stützenstummels wurde so gewählt, daß die Gebrauchslast durch Verbundwirkung auf der Einbindetiefe gänzlich in den Stahl übertragen werden konnte.

Die Bewehrung war für alle 4 Prüfkörper gleich. Zwei Prüfkörper wurden in nebeneinander liegenden Schalungen jeweils gleichzeitig betoniert, sodaß für sie die gleichen Materialkennwerte gültig sind. Die Ergebnisse der Materialuntersuchung sind in Tabelle 3.1 zusammengefaßt. In allen Fällen wurde Lieferbeton der Firma UNION Beton Niedersachsen verwendet. Die bestellte Betongüte war B25 mit Regelkonsistenz; es wurde Portlandzement Pz35F verwendet.

Die Berechnung der zulässigen Last erfolgte mit den von Nölting /Nö284/ angegebenen Formeln. Es muß zwischen Durchstanz- und Biegenachweis unterschieden werden, wie immer ist der kleinere Wert maßgebend.

Durchstanznachweis:

$$\text{zul}^{\text{I}} = 0.052 * (1 + \beta_{0,2}/500) * \sqrt{\mu} * \sqrt[3]{\beta_w^2}$$

$$\text{zul}^{\text{F0}} = u_0 * h_m * \text{zul}^{\text{I}}$$

Biegenachweis:

$$\text{zul}^{\text{F0}} = \text{zul}^{\text{m}} / (0.0159 + 0.0995 * \ln(c_q/l_M)) \quad \text{.. mit } l_M = 0.46 * l_D$$

Mit den oben angeführten Materialkennwerten ergaben sich die in der folgenden Tabelle zusammengestellten zulässigen Gesamtlasten. Die an 15er-Würfeln ermittelte 28-Tage-Festigkeit wurde auf 20er-Würfel umgerechnet.

Versuchskörper Nr.	1	2	3	4
Durchstanzen zul ^F [kN]	287	287	260	260
Biegung zul ^F [kN]	299	299	293	293

Tabelle 3: Zulässige Gesamtlasten

Wie man sieht, ist in allen Fällen der Durchstanznachweis maßgebend, aber die Unterschiede sind sehr gering. Die Betondruckzone ist wegen des hohen Bewehrungsgehaltes von ca. 1.5 % durch reine Biegung bereits voll ausgenutzt. Dies muß Konsequenzen auf den Versagensmechanismus haben.

3.3 Meßeinrichtung

Das Meßprogramm umfaßt Messungen der Temperatur im Brandraum und im Prüfkörper, der Vertikalverformung des Prüfkörpers und der Last. Außerdem wurde versucht, die Entwicklung des Ribbildes der Zugseite (oben) aufzuzeichnen.

Die Ergebnisse der Temperaturmessung sind zusammen mit dem Meßstellenplan im Anhang dargestellt. Sie wurden keiner genaueren Analyse unterzogen, da keine signifikant erscheinenden Abweichungen bei den verschiedenen Versuchen auftraten.

Auf dem folgenden Bild 3 ist der Meßstellenplan der Verformungsmessung dargestellt. Die Meßstellen waren radial mit den Radien 420 und 150 mm angeordnet. Nur beim letzten Versuch traten merkbare Unterschiede zwischen den Meßwerten mit gleichem Radius auf. Die Werte wurden deshalb in gemittelter Form aufgetragen; dies verbessert auch die Übersichtlichkeit der Darstellung. Die Meßwertaufnahme erfolgte mit potentiometrischen Weggebern vom Typ IP 6501 A 502 der Firma Novotechnik mit einer

Genauigkeit 0.5 mm. Zur Meßwertübertragung war ein Invar-Draht angeschlossen.

Die Kraft in der Spannstange wurde mit Hilfe einer Ringkraftmeßdose vom Typ C6 der Firma Hottinger mit einer Genauigkeit von 5 kN gemessen. Die Kraftmeßdose wurde von Hand zentriert und hatte ein Kalottenlager. Durch gleichzeitige Messung des Öldrucks der Presse ergaben sich in den unteren Laststufen gewisse Vergleichsmöglichkeiten.

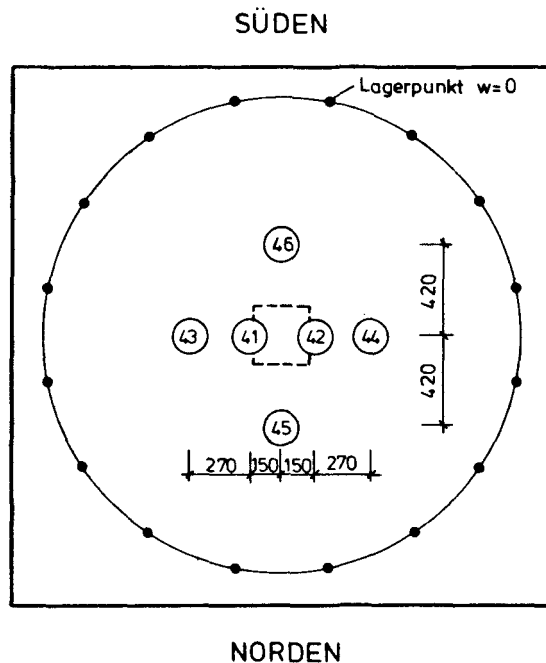


Bild 3: Meßstellenplan der Durchbiegungsmessung

Alle Meßwerte wurden mit einer Vielstellenmeßanlage vom Typ Orion der Firma Schlumberger Solartron Instruments automatisch registriert. Beim Aufbringen der statischen Last wurde diese Anlage, mit Ausnahme des ersten Versuchs, so programmiert, daß immer dann gemessen wurde, wenn ein Meßwert sich signifikant ge-

ändert hatte. Beim ersten Versuch wurde die Messung von Hand ausgelöst, wenn die Meßwerte stabil waren. Da beim Brandversuch wesentlich mehr Daten zu erwarten sind, wurde dann lediglich einmal pro Minute gemessen.

Die Erfassung der Risse während des Brandversuchs konnte nur näherungsweise erfolgen. Zum einen war die Prüfkörperoberseite schlecht zugänglich und nach einer gewissen Zeit durch austretendes Wasser schlecht sichtbar, zum andern mußte die Lage der Risse geschätzt werden. Hierzu konnten zwar optische Hilfen gegeben werden, die Ergebnisse halten jedoch keinesfalls höheren Genauigkeitsanforderungen stand.

3.4 Versuchsdurchführung

Die statische Gebrauchslast wurde in ca. 6 Laststufen aufgebracht. Nach Erreichen des Endwertes wurden noch 3 bis 5 Lastzyklen gefahren, mit einem unteren Wert von ca. 1/4 der Gebrauchslast. Die Zeitdauer eines Zyklus betrug etwa eine Minute. Dies diente dazu, den Verformungszustand und die Ribbildung zu stabilisieren.

Nach dem letzten Zyklus waren noch einige Umbau- und Einrichtmaßnahmen erforderlich, sodaß frühestens eine halbe Stunde später mit dem Brandversuch begonnen werden konnte. In dieser Zeit wurde der Prüfkörper mit Gebrauchslast beansprucht.

Beim anschließenden Brandversuch wurde angestrebt, die Brandraumtemperatur nach der Einheitstemperaturkurve der DIN 4102 zu steuern. Zur Kontrolle standen 6 NiCr-Ni-Thermoelemente zu Verfügung, die ca. 10 cm unter der Plattenunterkante angebracht waren.

4 Ergebnisse

Für die Bewertung der gemessenen Vertikalverformungen ist zu berücksichtigen, daß bei den Versuchen die Lasteinleitungspunkte auf einem Kreis liegen, wo $w = 0$ gilt, während im wirklichen Plattensystem hier, verglichen mit den anderen Meßpunkten, die größten Durchbiegungen aus mechanischer Beanspruchung auftreten. Das Umgekehrte gilt für das Zentrum des Prüfkörpers, das die in der Natur unverschiebliche Stütze darstellt.

4.1 Versuch 1

Der erste Versuch wurde mit Prüfkörper 4 durchgeführt. Beim Aufbringen der statischen Last wurde die auf dem folgenden Bild dargestellte Last-Verformungsbeziehung gemessen. Am Verlauf der Kurven erkennt man, daß der Prüfkörper recht bald in den gerissenen Zustand übergeht. Die zyklische Belastung brachte einen Verformungszuwachs von 0.5 mm, was darauf schließen läßt, daß die Rißbildung bereits abgeschlossen war.

Der anschließende Brandversuch wurde unter konstanter Gebrauchslast durchgeführt. Es traten keine Abplatzungen auf. Der Versuch wurde nach 92 Minuten abgebrochen, weil die Temperatur der Spanngliedverankerung 300 °C überschritten hatte und damit die erforderliche Sicherheit nicht mehr gewährleistet war.

Die auf dem folgenden Bild 5 dargestellte Zeit-Verformungsbeziehung zeigt bis zur 30. Minute eine Verformung des Prüfkörpers gegen die Last zum Brandraum hin. In dieser Zeit überwiegen die thermischen Verkrümmungen. Nach einer Plateauphase von 15 Minuten kehrt sich die Richtung um und der Prüfkörper verformt sich mit stetig zunehmender Geschwindigkeit vom Brandraum weg. Jetzt überwiegt der Einfluß der thermisch bedingten Steifigkeitsverluste.

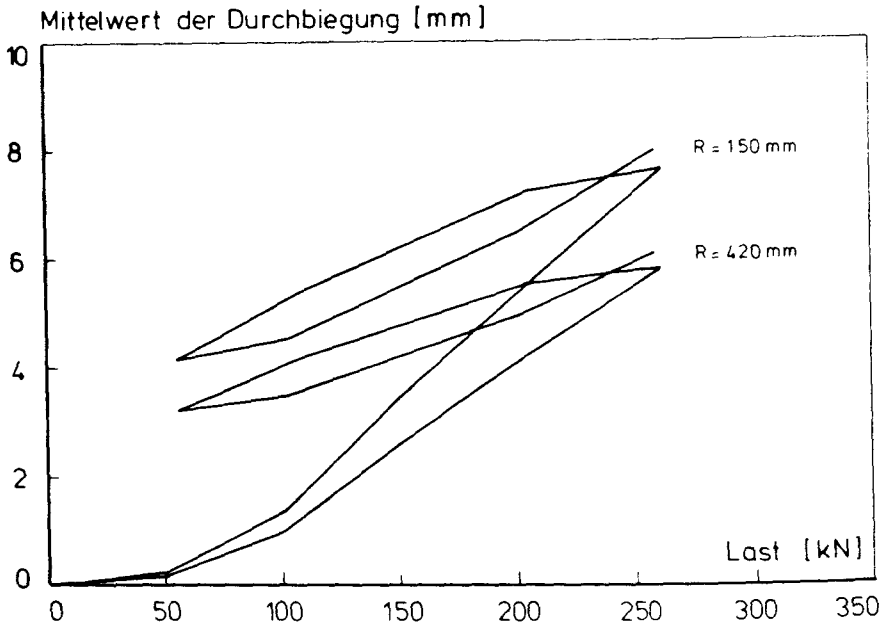


Bild 4: Last-Durchbiegungsdiagramm für Versuch 1

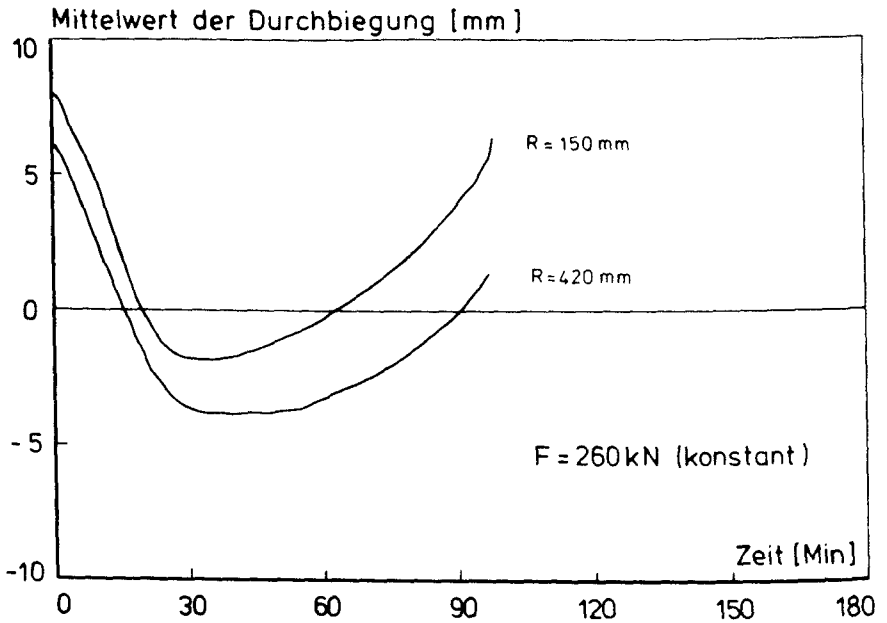


Bild 5: Zeit-Durchbiegungsdiagramm für Versuch 1

Wie aus der aufgezeichneten Reißbildern A18 abgelesen werden kann, kommt es in beiden Phasen zu Rissen an der Oberseite des Prüfkörpers. Dies ist auf die innere statische Unbestimmtheit des Systems zurückzuführen. Im übrigen weicht das Reißbild nicht signifikant von der von Traglastversuchen her gewohnten Form ab.

4.2 Versuch 2

Der zweite Versuch wurde mit Prüfkörper 3 durchgeführt. Es wurde lediglich der Schutz der Spanngliedverankerung vor Temperatureinwirkungen verbessert, um eine längere Versuchsdauer erreichen zu können.

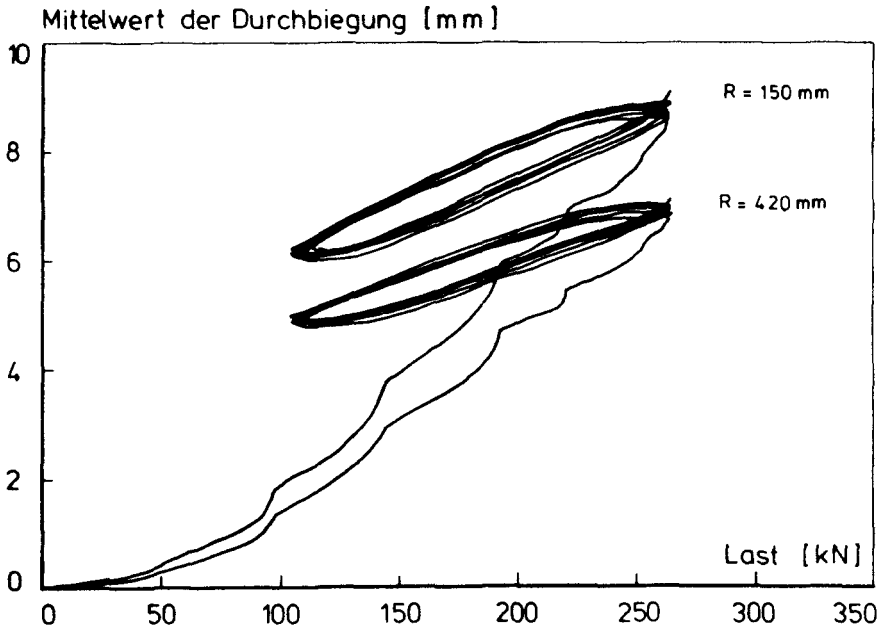


Bild 6: Last-Durchbiegungsdiagramm für Versuch 2

Beim Aufbringen der statischen Gebrauchslast wurden keine anderen Beobachtungen gemacht, als beim ersten Versuch. Das

Last-Durchbiegungsdiagramm ist auf oben stehendem Bild dargestellt.

Beim Brandversuch traten nach 18 Minuten erste Abplatzungen in unmittelbarer Nähe des Stützenkopfes auf. Die Abplatzungen verstärkten sich zunächst und kamen erst nach der 60. Minute einigermaßen zum Stillstand. Wie nach dem Versuch gemessen werden konnte, erreichten sie eine Tiefe von bis zu 50 mm und erstreckten sich über die ganze Unterseite des Prüfkörpers.

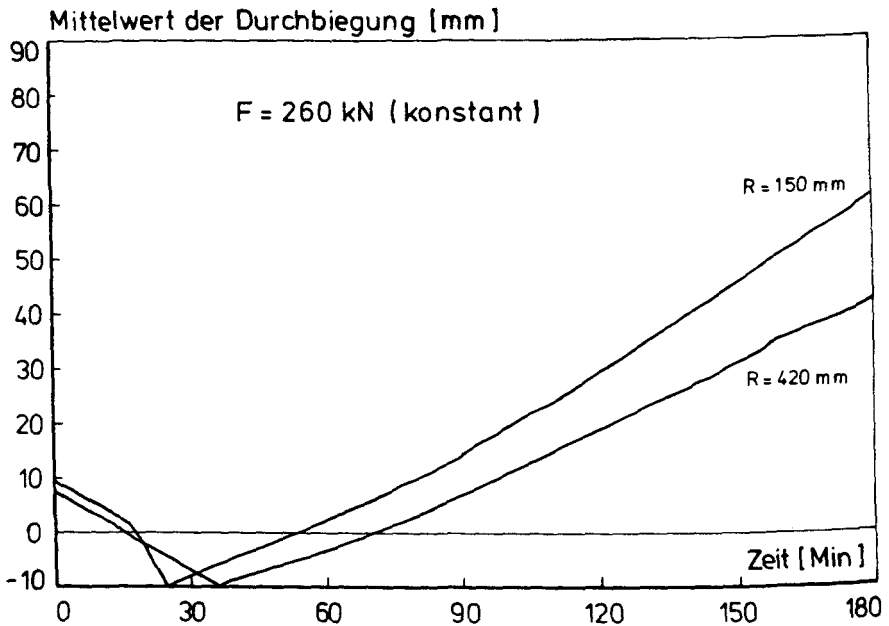


Bild 7: Zeit-Durchbiegungsdiagramm für Versuch 2

Bis zur 28. Minute verformte sich der Prüfkörper zum Brandraum hin. Daran schloß sich jedoch keine Plateauphase an, sondern es kam zu einem schlagartigen Richtungswechsel der Verformungen. Die Verformungsgeschwindigkeit blieb danach einigermaßen konstant.

Nach 180 Minuten Versuchsdauer wies der Prüfkörper zwar ganz beträchtliche Verformungen auf, es gab jedoch keine Anzeichen, die auf bevorstehendes Versagen hindeuteten. Daher wurde der Versuch abgebrochen.

4.3 Versuch 3

Der dritte Versuch wurde mit Prüfkörper 1 durchgeführt. Beim Aufbringen der statischen Gebrauchslast kam es wieder recht früh zur Rißbildung, sodaß die anschließende zyklische Belastung nur geringe Verformungszuwächse verursachte. Das Last-Durchbiegungsdiagramm ist auf dem folgenden Bild dargestellt.

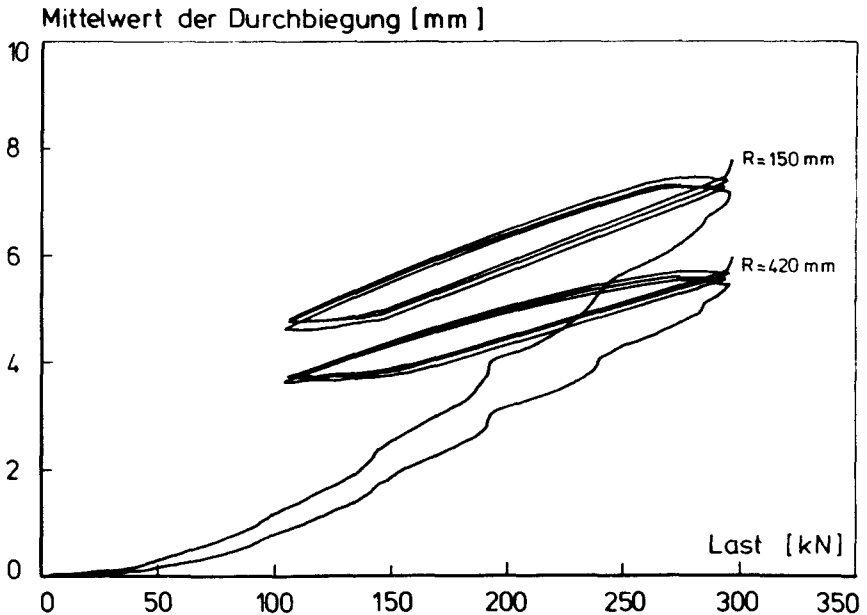


Bild 8: Last-Durchbiegungsdiagramm für Versuch 3

Im Unterschied zu den vorangegangenen Versuchen wurde hier gleichzeitig mit der Brandbeanspruchung auch eine Anhebung der statischen Last vorgenommen. Dadurch wurde die Momentenum-

lagerung in den Randfeldern von Durchlaufsystemen simuliert. Die Gebrauchslast sollte zu diesem Zweck innerhalb von 20 Minuten um 20 % angehoben werden. Die vorgegebene zeitabhängige Steuerfunktion war eine quadratische Parabel mit horizontaler Tangente bei 20 Minuten, um einen stetigen Übergang zu gewährleisten.

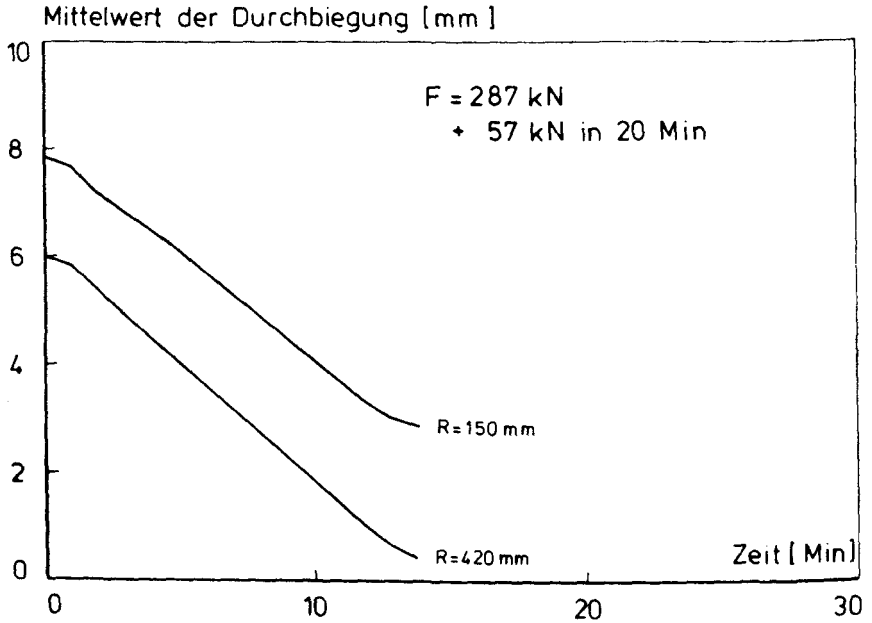


Bild 9: Zeit-Durchbiegungsdiagramm für Versuch 3

Trotz dieser Lastanhebung verformte sich der Prüfkörper im Brand gegen die Last zum Brandraum hin, wenn auch nicht mehr in dem Maß, wie bei den vorangegangenen Versuchen. Nach 14 Minuten Versuchsdauer kam es zu einem schlagartigen Versagen des Prüfkörpers. Gleichzeitig mit großflächigen Abplatzungen im Stützenbereich versagte die Betondruckstrebe und es kam zum Durchstanzen der Stütze. Die Last betrug zu diesem Zeitpunkt 345 kN, d.h. $\approx 1.2 F_0$.

Das Bruchbild der Zugzone zeigte das von Traglastversuchen her gewohnte Bild.

4.4 Versuch 4

Der vierte Versuch wurde mit Prüfkörper 2 durchgeführt. Beim Aufbringen der statischen Gebrauchslast traten keine Abweichungen zu den anderen Versuchen auf.

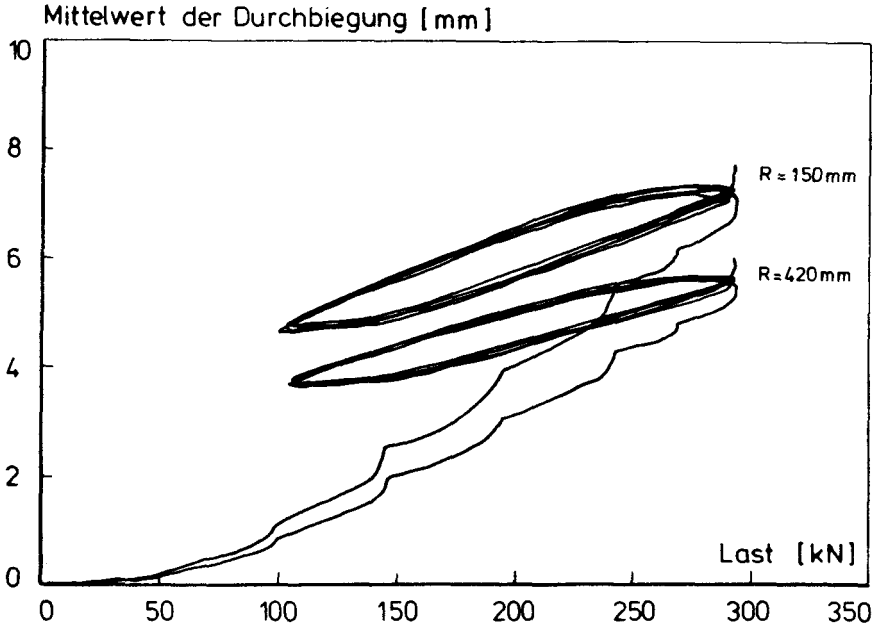


Bild 10: Last-Durchbiegungsdiagramm für Versuch 4

Beim Brandversuch wurde angestrebt, die statische Last innerhalb von 20 Minuten um 40 % zu steigern. Dies gelang nicht, da nach 8 Minuten der Bruch eintrat. Die erreichte Last betrug 360 kN, d.h. $\approx 1.25 F_0$. Im Unterschied zum letzten Versuch waren keine Abplatzungen in unmittelbarer Stütznähe aufgetreten, sondern es kam zu einem reinen Durchstanzversagen.

Trotz des großen Lastzuwachses verformte sich die Stütze, wenn auch geringfügig, zum Brandraum hin. Das Bruchbild der Zugseite zeigt das gewohnte Bild, während auf der Druckseite ein sehr scharfer Scherbruch entlang der Stütze zu sehen war.

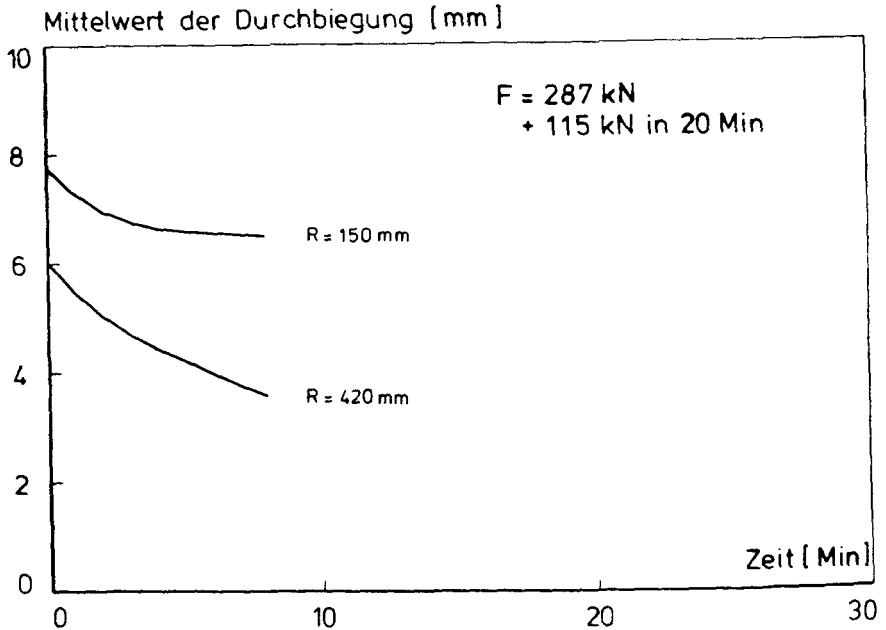


Bild 11: Zeit-Durchbiegungsdiagramm für Versuch 4

5 Bewertung, Schlußfolgerung

Bedauerlicherweise ist eine Vergleichsrechnung zu den durchgeführten Versuchen derzeit nicht möglich. Die vorhandenen Rechenmodelle lassen keine Berücksichtigung der Querkraftverformung zu und sind deshalb zu einer korrekten Beurteilung des Tragverhaltens nicht geeignet. Immerhin läßt sich hinsichtlich der Biegetragfähigkeit eine Aussage treffen. Sie scheint auszureichen, um bei den hier beschriebenen Versuchen eine Feuerwiderstandsdauer von mehr als 120 Minuten zu erreichen.

Die Rißbildung der Zugseite beeinträchtigt das Tragvermögen und die Feuerwiderstandsdauer nicht, da ausreichend Bewehrung vorhanden ist.

Durch im Brand zusätzlich auftretende Zwangsbeanspruchungen, wird die Feuerwiderstandsdauer dramatisch reduziert. Es ist bislang unklar, ob die angesetzten Zuwächse in einem wirklichen Durchlaufsystem auftreten oder durch Verformung abgebaut werden können. Schließlich handelt es sich um reine Zwangskräfte, für die diese Eigenschaft üblicherweise vorausgesetzt wird. Erforderlich ist hierfür jedoch eine plastische Verformbarkeit des Werkstoffs und vor allem eine gewisse Zeit, da die Lastumlagerung durch Kriechvorgänge begünstigt wird.

Einen brauchbaren Anhalt für die tatsächliche Entwicklung der Zwangskräfte gewinnt man durch die Analyse der von Wesche /We79/ durchgeführten Brandversuche an durchlaufenden Plattenstreifen. Untersucht wurden zweifeldrige Stahlbetonplattenstreifen, bei denen sowohl das Biegemoment in Stützenmitte, als auch die Auflagerkraft am Rand gemessen wurde. Typischerweise stieg das Stützmoment innerhalb von 20 Minuten auf den zweifachen Wert an, begrenzt durch das Fließen der oberen, noch kalten Bewehrung, während gleichzeitig die Auflagerkraft am Rand um 33 % abnahm. Rechnet man dies durch Bildung des Gleichgewichts um, so bedeutet dies für die Mittelstütze einen Querkraftzuwachs von ca. 20 %.

Vergleichsrechnungen mit dem Programm FIPSE haben gezeigt, daß bei Flachdecken mit wenigen Feldern auch größere Querkraftzuwächse möglich sind, wenn eine entsprechende Bewehrung vorhanden ist, was aber bei normaler Bemessung nicht der Fall ist. Des weiteren deuten die Vergleichsrechnungen, wie auch die beobachtete Rißbildung, darauf hin, daß auch bei den hier vorgestellten Versuchskörpern allein wegen der Behinderung der thermischen Verkrümmung das Fließmoment nach 20 - 30 Minuten erreicht wird. Wenn dies aber eintritt, kann die Momentenbeanspruchung auch durch zusätzliche Querkräfte nicht mehr gesteigert werden. Der Versuch weicht also vom wirklichen System nur insofern ab, als innerhalb der ersten Minuten möglicherweise ein zu starker Momentenzuwachs zu verzeichnen war und die aufgebrachte Zusatzlast keine Zwangsbeanspruchung war.

Die hier beschriebenen Versuche sind gekennzeichnet, durch eine gleichmäßige Ausnutzung der Biege- und der Schubtragfähigkeit, bei gleichzeitig hohem Bewehrungsgrad. Bei Verminderung der Ausnutzung der Druckzone und Reduzierung der Biegebewehrung kann die Gefahr vorzeitigen Durchstanzens sicherlich verringert werden.

6 Zusammenfassung

Im vorliegenden Bericht zur Frage des Durchstanzens von Flachdecken im Brand konnten im wesentlichen zwei Dinge gezeigt werden:

- Im Mittelbereich vielfeldriger Durchlaufsysteme ist keine übermäßige Durchstanzgefahr gegeben.
- An der ersten Innenstütze nimmt die Durchstanzgefahr unter ungünstigen Bedingungen dramatisch zu.

Da nur ein im elastischen Momentennullpunkt herausgeschnittenes System geprüft wurde, ist die Übertragung der Ergebnisse auf das wirkliche System ohne geeignetes Rechenprogramm nicht möglich. Die vorhanden Programme sind hierzu jedoch leider nicht voll geeignet, sondern müßten um den Anteil der Querkraft erweitert werden. Um dies zu tun, sind aber auch weitere Versuche der hier beschriebenen Art erforderlich, da die Programme nur so erreicht werden können.

Die gemachten Angaben haben daher nur tendenziellen Charakter und können keinesfalls als Grundlage weiterer Normung herangezogen werden.

Literaturverzeichnis

- MO81 *Kordina, K. und C. Meyer-Ottens*
Beton Brandschutz Handbuch
Beton-Verlag Düsseldorf, 1981
- NÖ184 *Nölting, D.*
Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton
-Tragverhalten, Berechnung, Bemessung-
Heft 62 der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 1984
- NÖ284 *Kordina, K. und D. Nölting*
Versuche zum Durchstanzen ohne Verbund vorgespannter
Flachdecken
Abschlußbericht des unter Az.:2091-BV4e-16/82 mit Mitteln
des Landes Niedersachsen geförderten Forschungsvorhabens
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,
Braunschweig, 1984 (nicht veröffentlicht)
- WE79 *Kordina, K. und J. Wesche*
Stahlbeton-Durchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff bei
Variierung von Stahlart und -güte der Biegezugbewehrung
im Stützbereich
Abschlußbericht des unter Az.:VB1-72.02 Nr.40/73 mit Mit-
teln des Landes Nordrhein-Westfalen geförderten For-
schungsvorhabens
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,
Braunschweig, 1979 (nicht veröffentlicht)

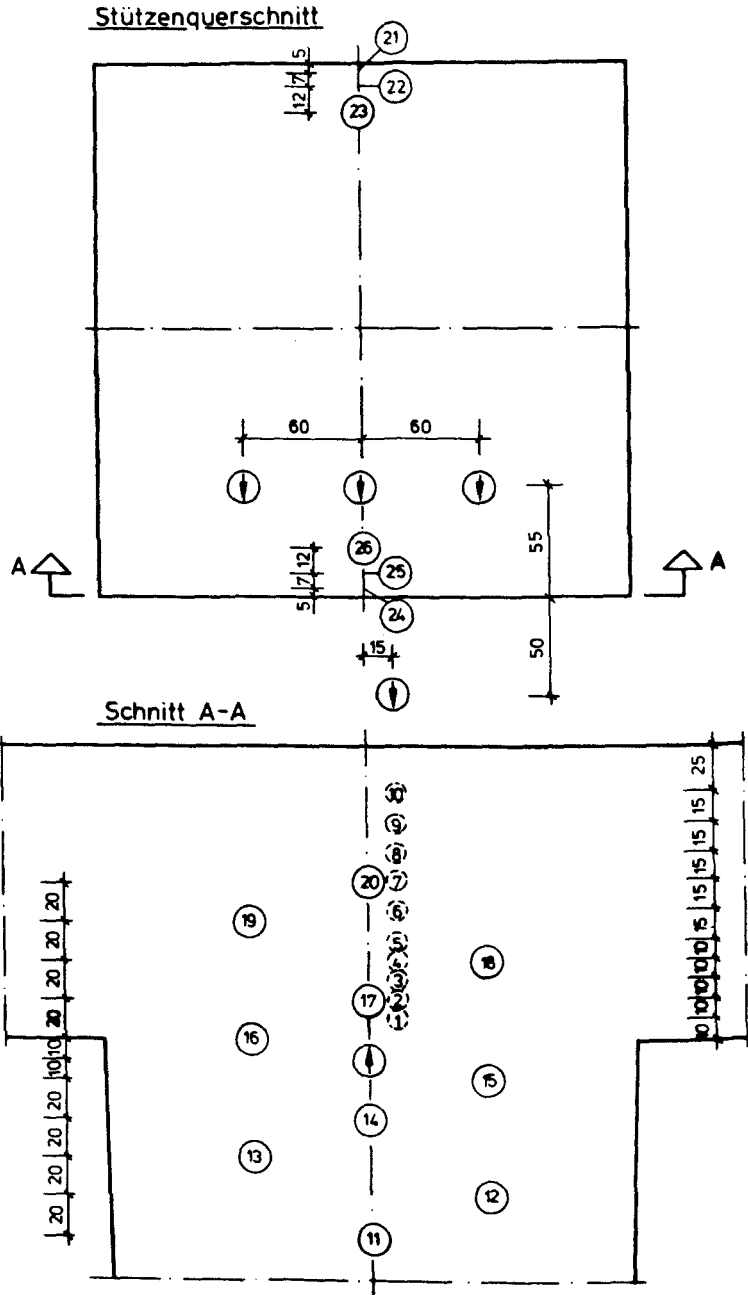


Bild A1: Meßstellenplan der Temperaturmessung

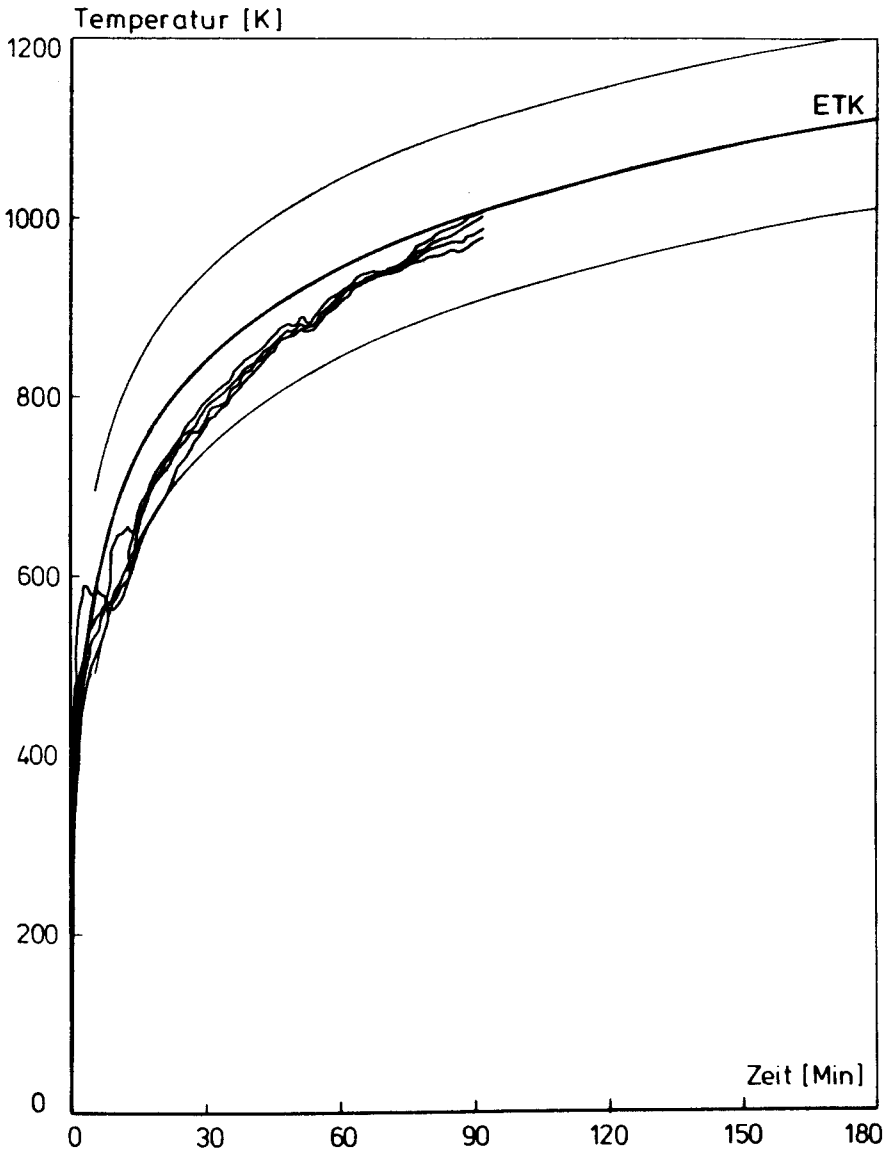


Bild A2: Brandraumtemperatur bei Versuch 1

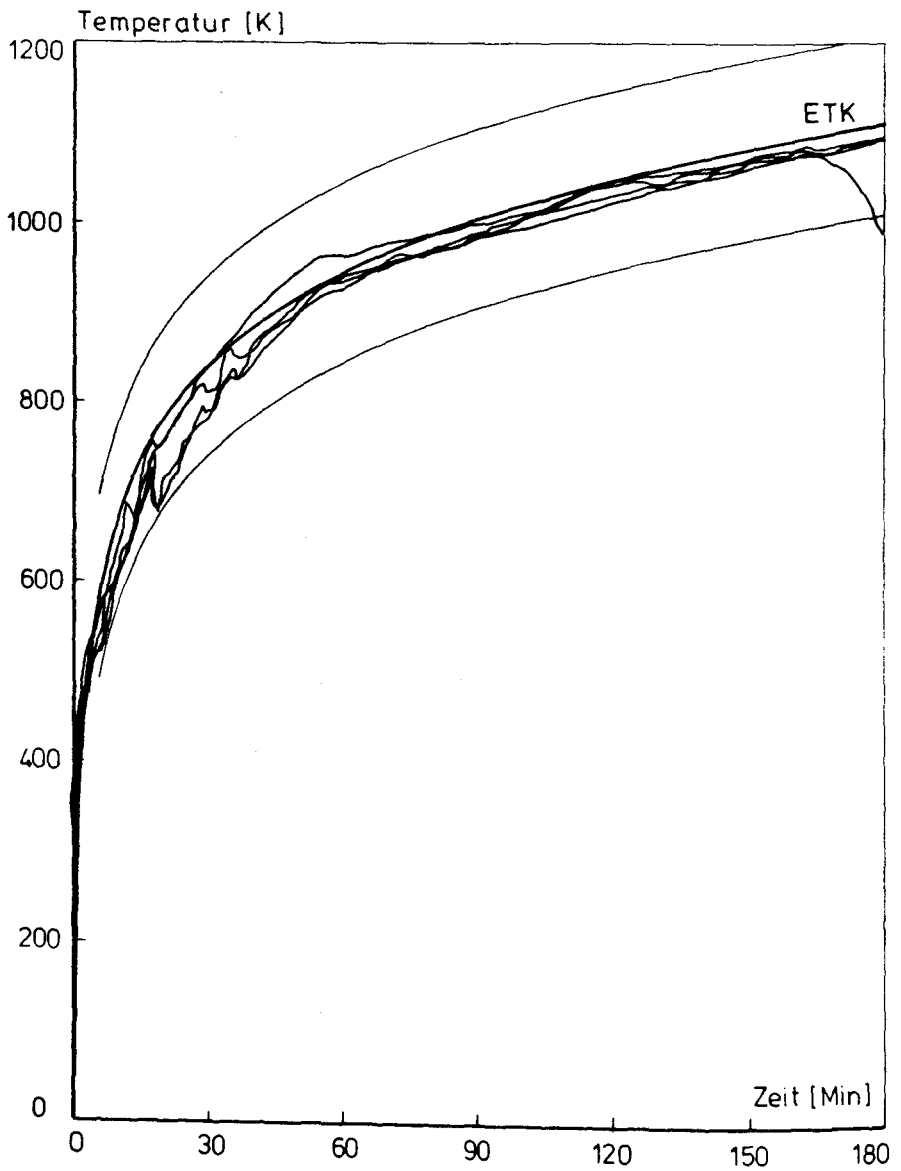


Bild A3: Brandraumtemperatur bei Versuch 2

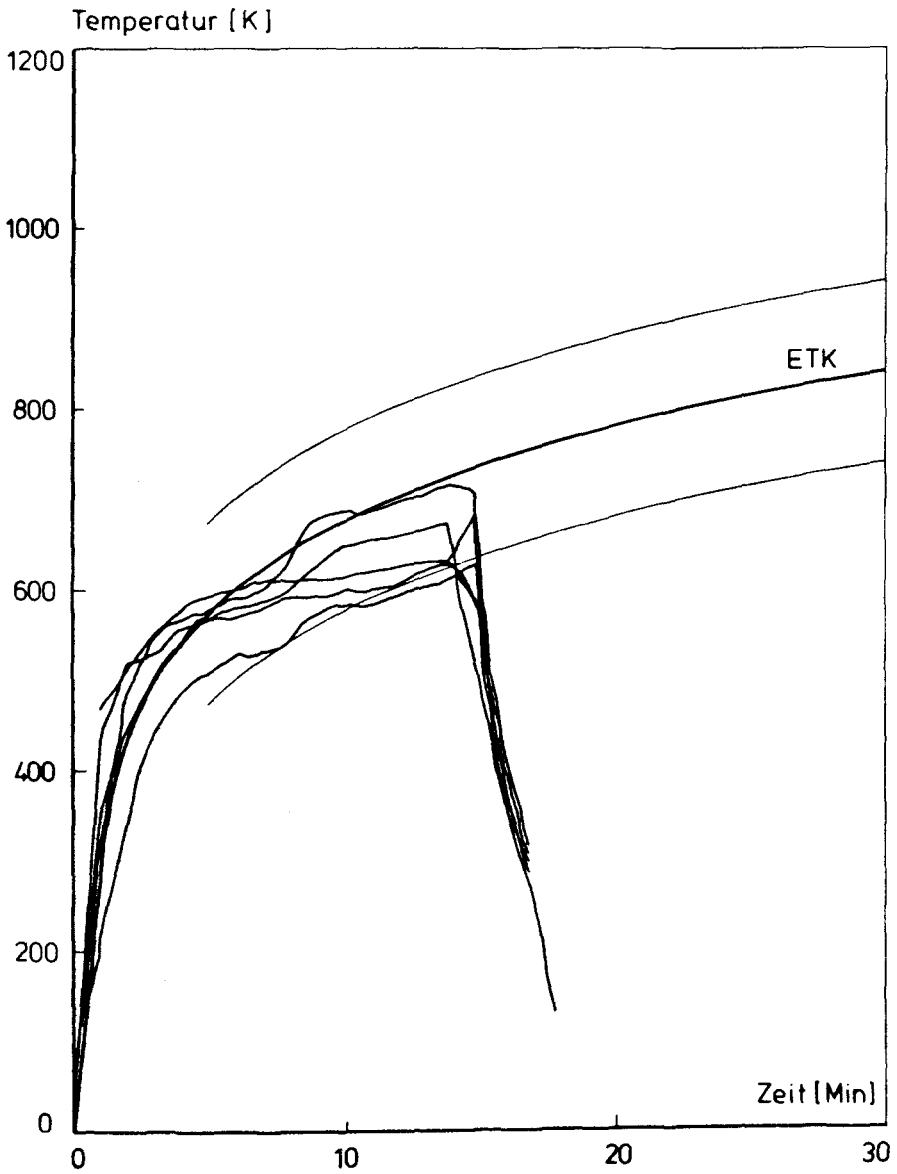


Bild A4: Brandraumtemperatur bei Versuch 3

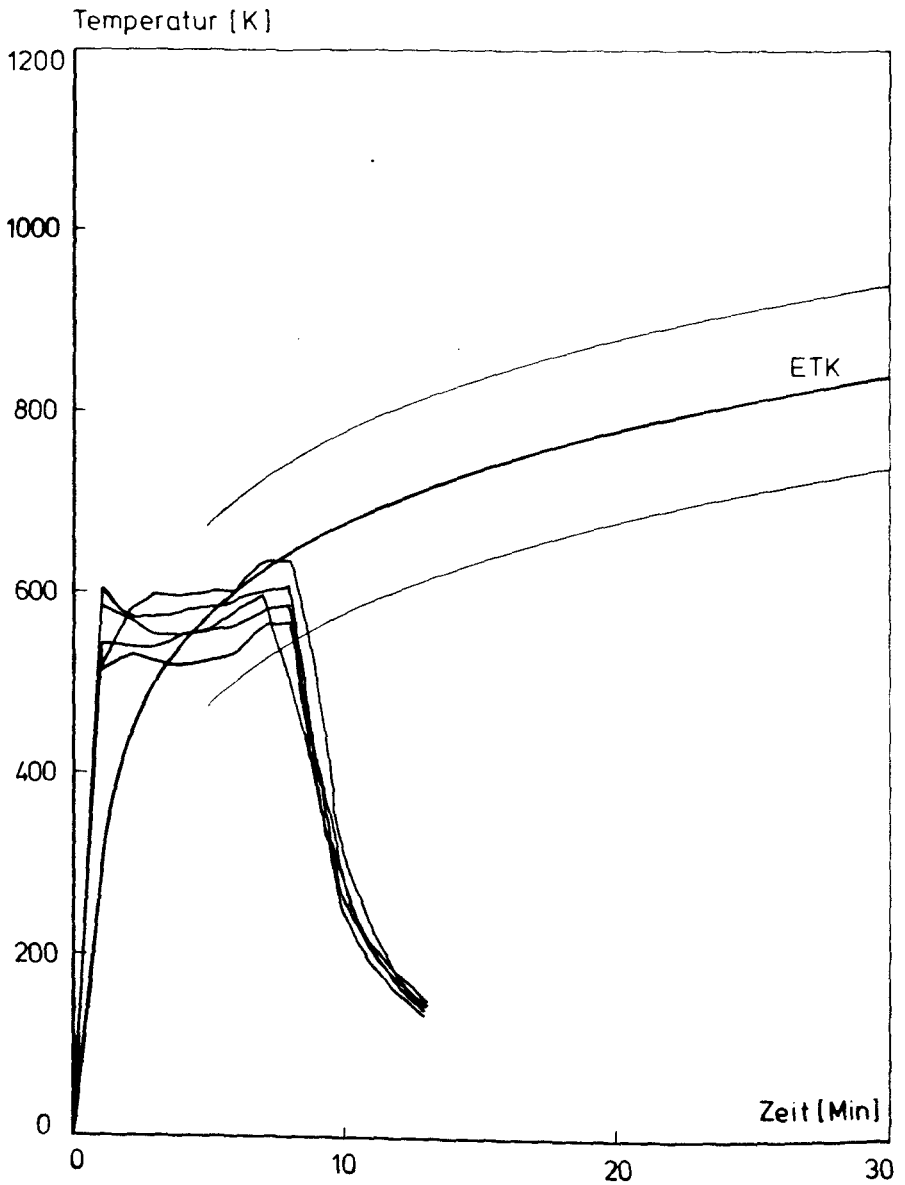


Bild A5: Brandraumtemperatur bei Versuch 4

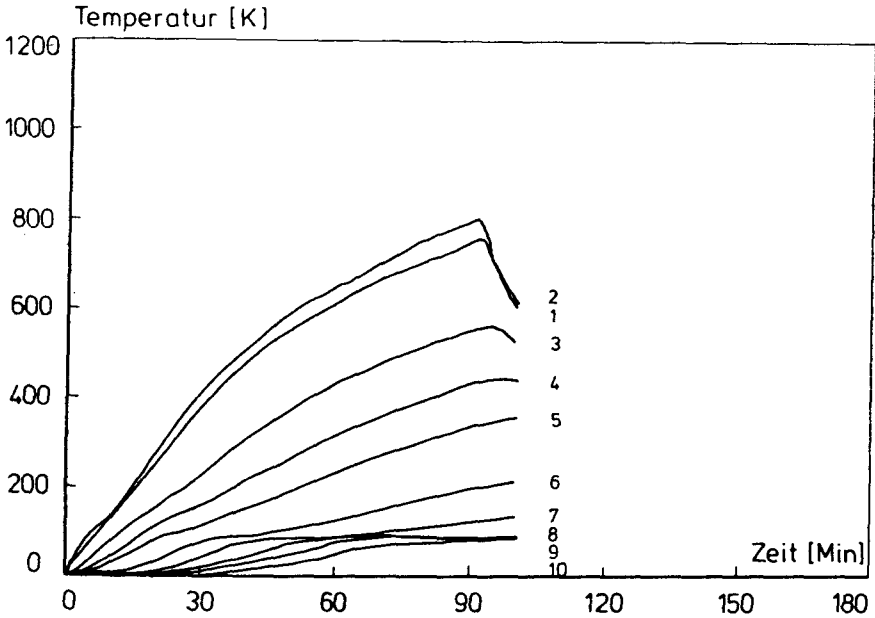


Bild A6: Temperatur in der Platte bei Versuch 1

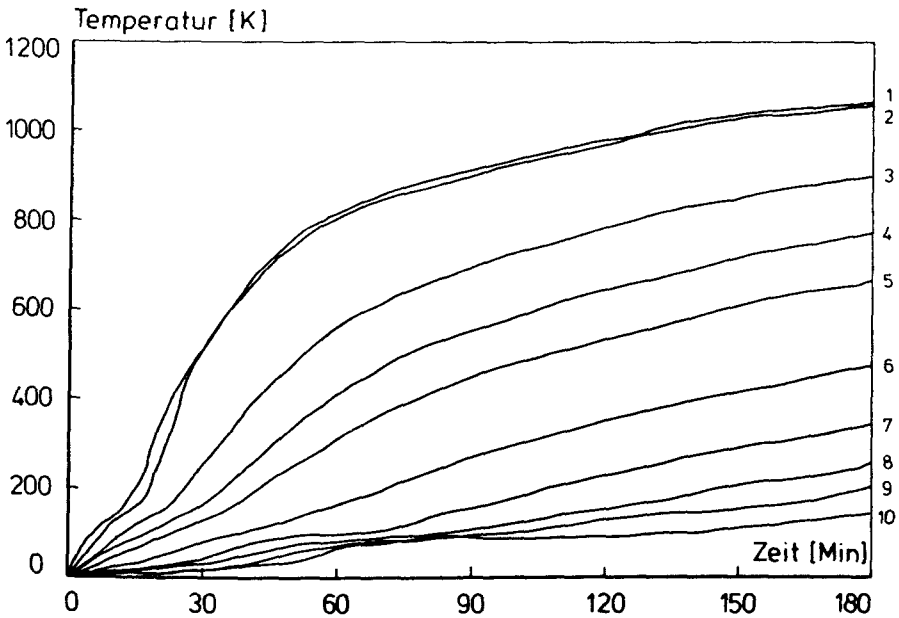


Bild A7: Temperatur in der Platte bei Versuch 2

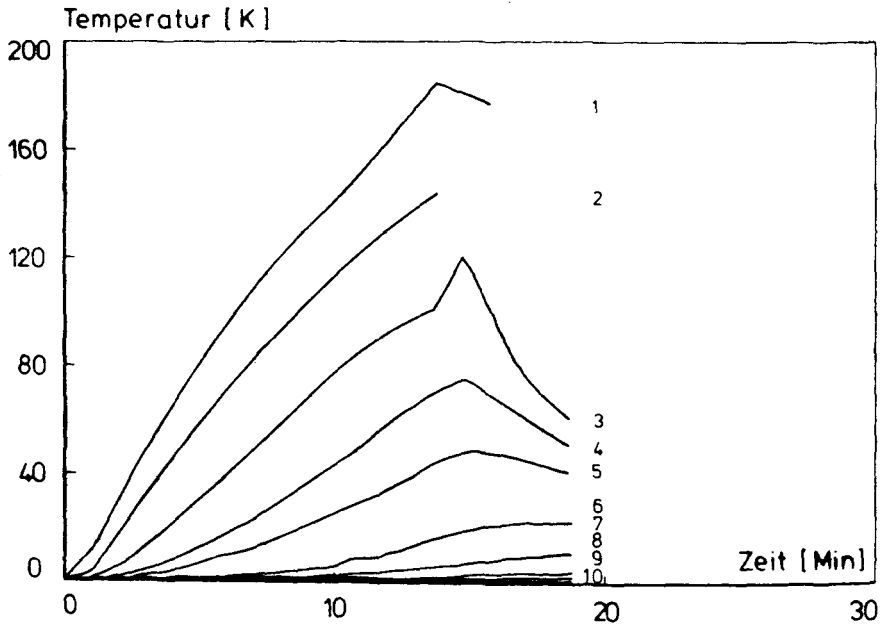


Bild A8: Temperatur in der Platte bei Versuch 3

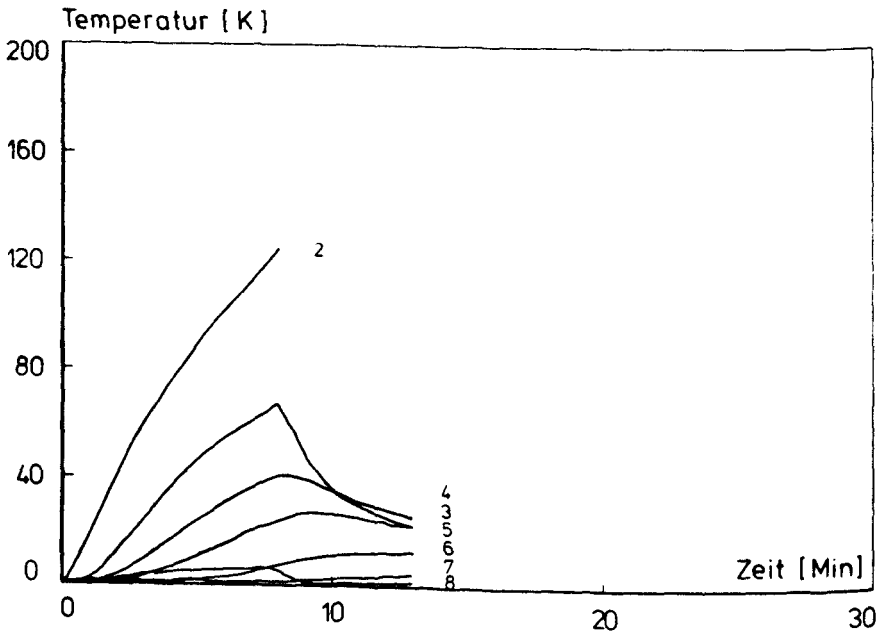


Bild A9: Temperatur in der Platte bei Versuch 4

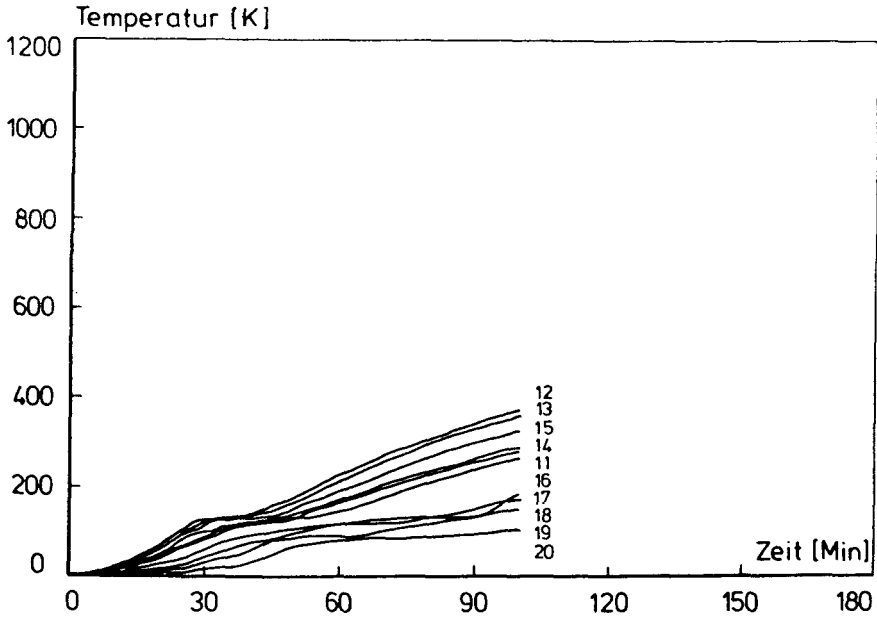


Bild A10: Temperatur an der Stützenbewehrung bei Versuch 1

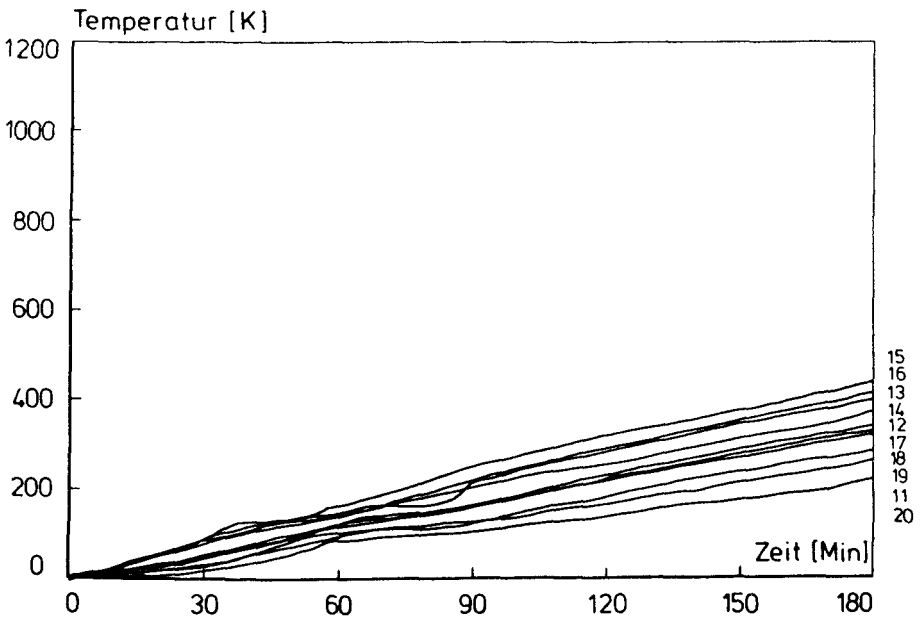


Bild A11: Temperatur an der Stützenbewehrung bei Versuch 2

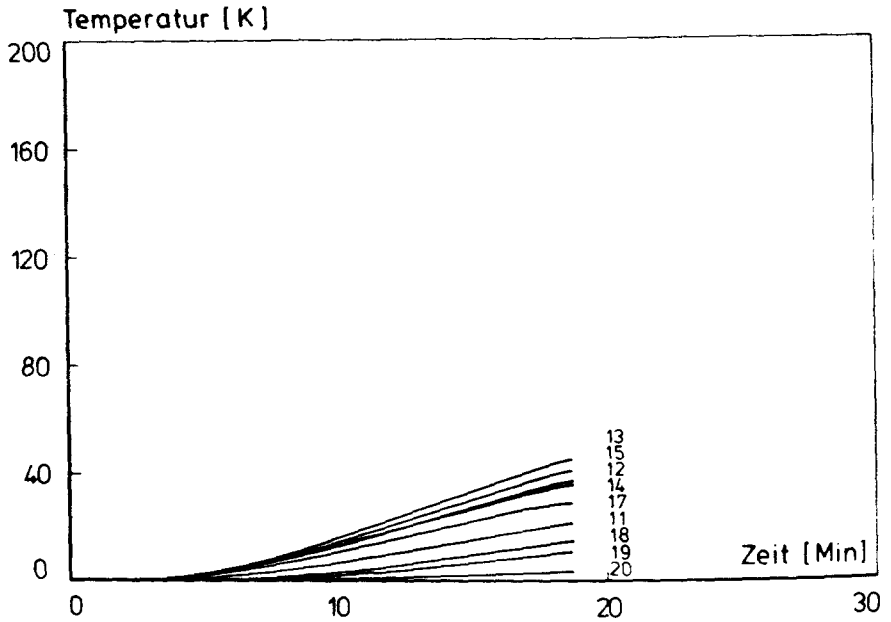


Bild A12: Temperatur an der Stützenbewehrung bei Versuch 3

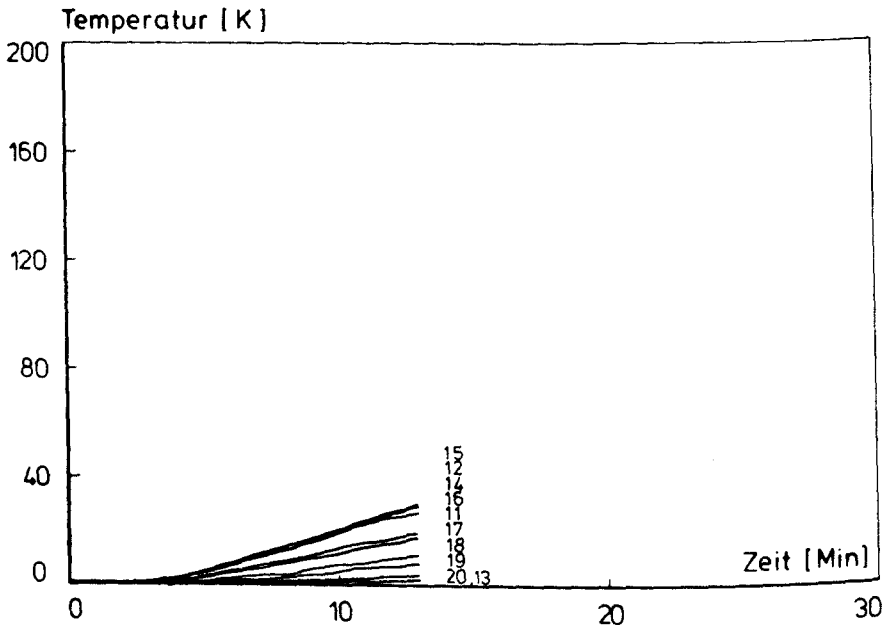


Bild A13: Temperatur an der Stützenbewehrung bei Versuch 4

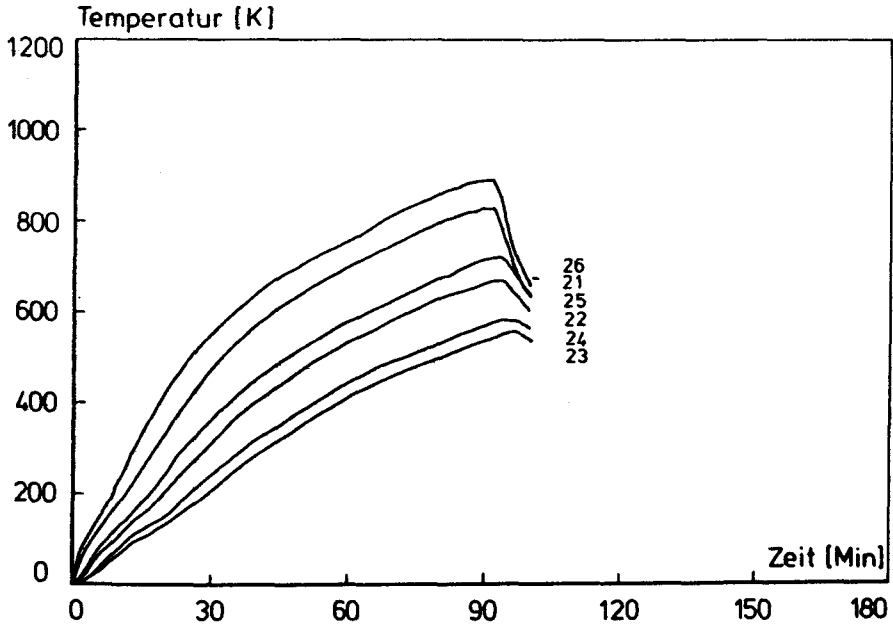


Bild A14: Temperatur in der Stütze bei Versuch 1

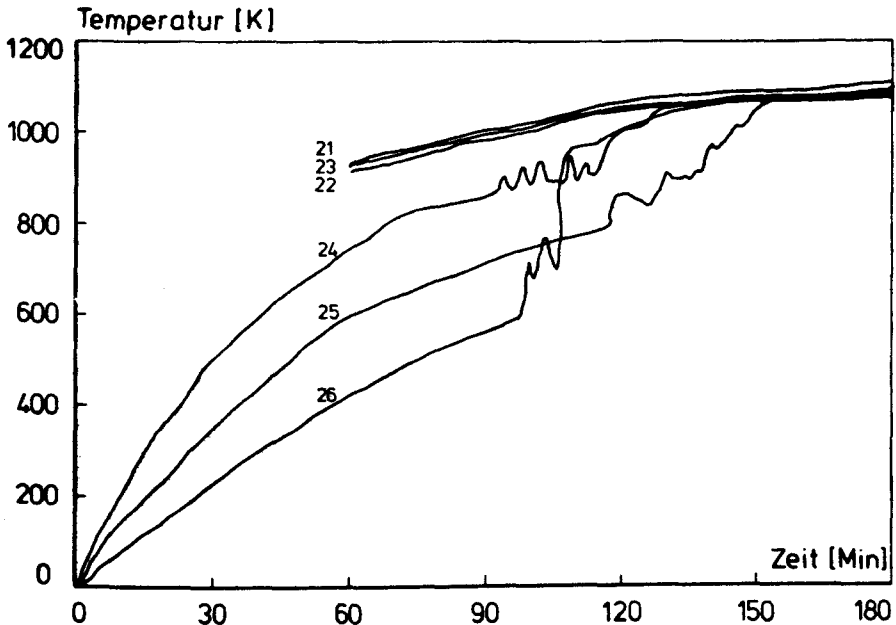


Bild A15: Temperatur in der Stütze bei Versuch 2

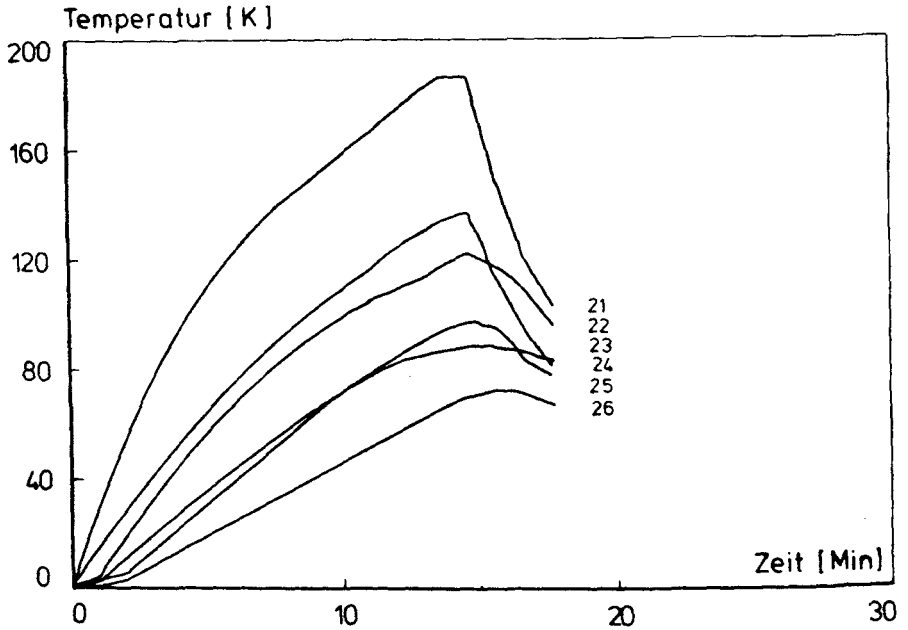


Bild A16: Temperatur in der Stütze bei Versuch 3

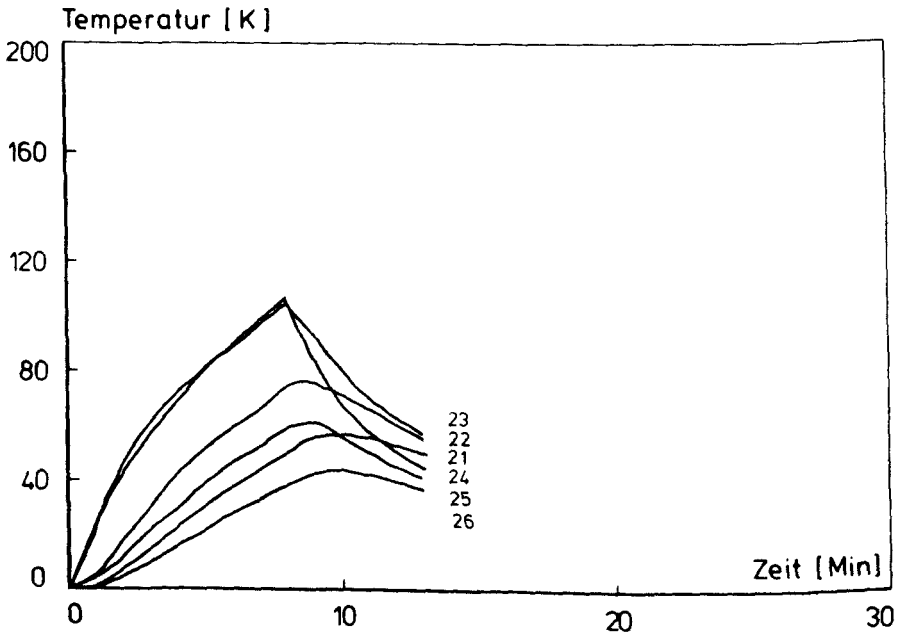


Bild A17: Temperatur in der Stütze bei Versuch 4

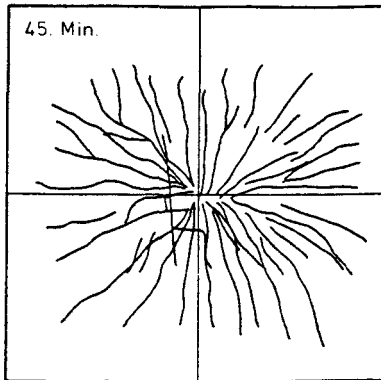
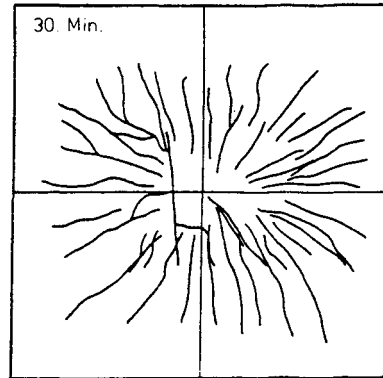
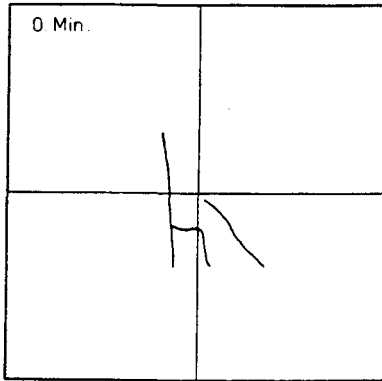


Bild A18: Rißentwicklung auf der Oberseite bei Versuch 1

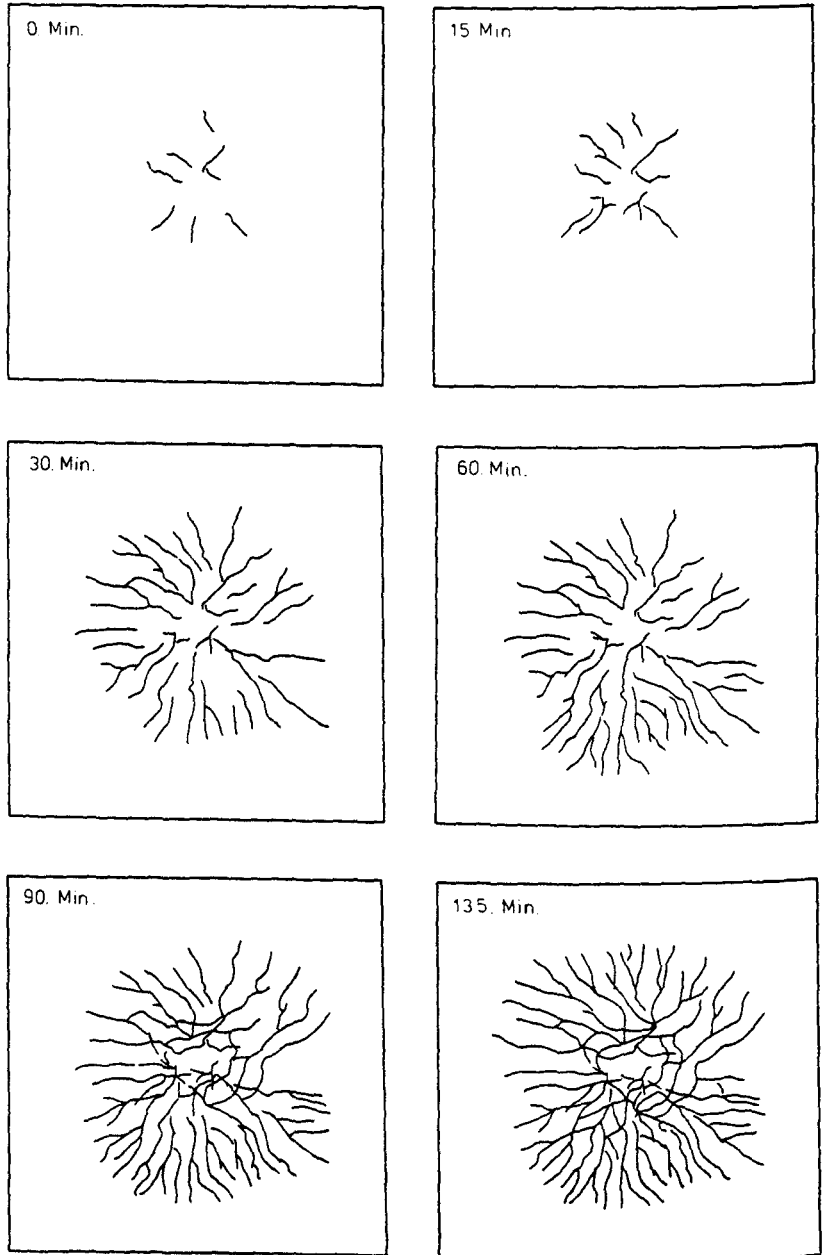


Bild A19: Rißentwicklung auf der Oberseite bei Versuch 2

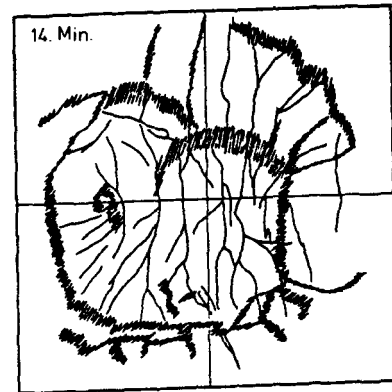
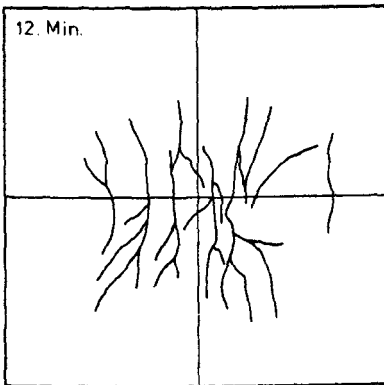
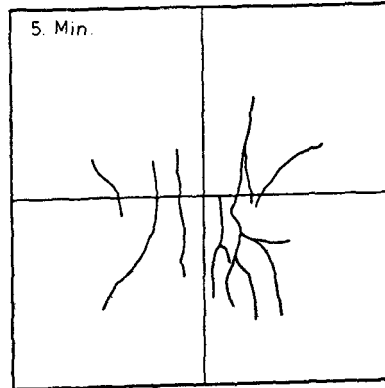
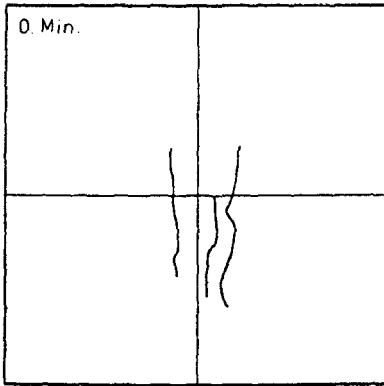


Bild A20: Rißentwicklung auf der Oberseite bei Versuch 3

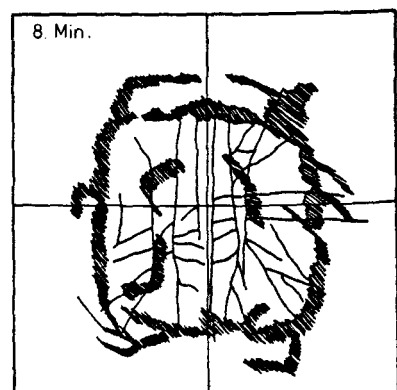
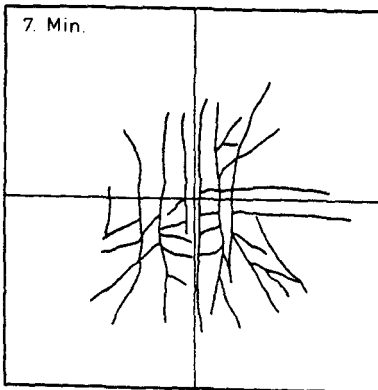
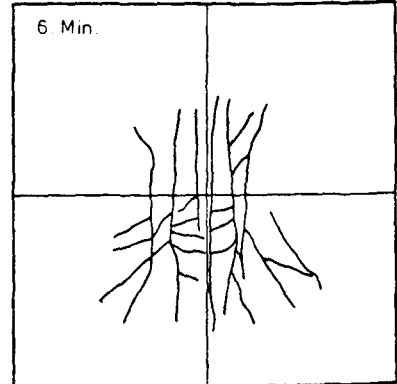
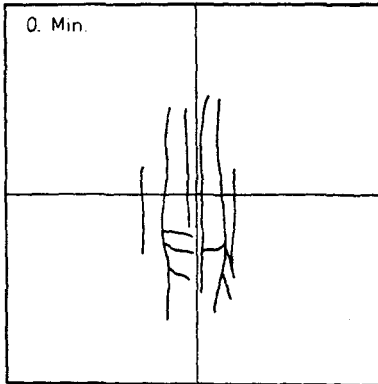


Bild A21: Rißentwicklung auf der Oberseite bei Versuch 4

**Parameterstudie zum Trag- und Verformungsverhalten
partiell beflammter Stahlbetonplatten**

von

Dipl.-Ing. Michael Kiel

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	3
2 Randbedingungen	4
3 Ergebnisse	7
3.1 M-N-Diagramm	8
3.2 Verformungsverhalten	10
3.3 Tragverhalten	14
4 Schlußfolgerungen	27
5 Zusammenfassung	28
Literaturverzeichnis	29

1 Einleitung

Die im folgenden dargestellte Parameterstudie zum Trag- und Verformungsverhalten der partiell beflamnten Stahlbetonplatte basiert auf und wurde angeregt durch Versuche des Teilprojekts A2 im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen". Die Versuche, die an anderer Stelle im vorliegenden Berichtsband dargestellt sind, wurden an Einfeldplatten mit horizontaler Zwängung der Ränder durchgeführt. Damit sollte die im natürlichen Durchlaufsystem bei partieller Beflammung auftretende Behinderung der Horizontalverschiebung der Ränder simuliert werden. Bedingt durch die vorhandene Prüfeinrichtung, wurden die Versuche lediglich mit konstanter Exzentrizität gefahren, also mit konstantem Verhältnis zwischen Zwangsnormalkraft und -moment. Allerdings wurde diese Exzentrizität zur Untersuchung ihres Einflusses von Versuch zu Versuch variiert.

In natürlichen Durchlaufsystemen richten sich Zwangsnormalkraft und -moment lediglich nach der am Rand vorhandenen Dehn- und Biegesteifigkeit. Sie können sich also in weiten Bereichen unabhängig voneinander entwickeln. Dies ist die Stelle, wo nach derzeitigem Stand der Versuchstechnik rechnerische Untersuchungen einsetzen müssen. Die Randbedingungen können hier, im Gegensatz zu den Versuchen, wirklichkeitsnäher formuliert werden.

Einzelne Rechenergebnisse sind wenig aussagefähig. Einerseits darf die Wirklichkeitsnähe von Rechenmodellen nicht überschätzt werden, besonders wenn komplexe Systeme wie das vorliegende untersucht werden sollen. Andererseits gestatten es Rechenmodelle die Einflüsse verschiedener Parameter auf das Trag- und Verformungsverhalten besser darzustellen als Versuche, da Versuche immer mit Imperfektionen behaftet sind, sodaß immer mehrere Parameter geändert werden, wenn auch einige vielleicht weniger als andere. Dies ist bei Rechenergebnissen nicht der Fall.

Voraussetzung für den Erfolg ist eine hinreichende Wirklichkeitsnähe des Rechenmodells. Das verwendete Rechenmodell basiert auf der Theorie der dünnen Platte mit großen Durchbiegungen. Das Werkstoffgesetz berücksichtigt das biaxiale Tragverhalten des Betons auch unter erhöhter Temperatur, hergeleitet auf der Grundlage der im SFB durchgeführten Warmkriechversuche. Das Rechenmodell wurde in /Ki87/ ausführlich beschrieben. Außerdem konnte hier auch die gute Übereinstimmung mit Großversuchen gezeigt werden.

Daher konnte eine Parameterstudie durchgeführt werden, mit dem Ziel folgende Fragen zu beantworten:

- Wie ändert sich das Trag- und Verformungsverhalten, wenn statt einer gleichmäßigen Vollbelastung eine schachbrettartig verteilte Verkehrsbelastung angeordnet wird?
- Welchen Einfluß hat die Betongüte?
- Welchen Einfluß hat eine verstärkte Feldbewehrung?
- Wie ändert sich das Trag- und Verformungsverhalten, wenn keine partielle, sondern volle Beflammung von unten bzw. von oben vorhanden ist?

Da die vorhandene Rechnerkapazität hierdurch bereits erschöpft war, konnten weitere Fragen wie beispielsweise der Einfluß der Geometrie nicht untersucht werden.

2 Randbedingungen

Die Geometrie des untersuchten Körpers, also Dicke und Abstand der Lagerlinien, wurde so gewählt, daß unter Einhaltung der in DIN 1045 definierten Grenzen eine möglichst große Schlankheit erzielt wurde, wobei gleichzeitig die Feuerwiderstandsklasse F90 nach DIN 4102 erreicht werden sollte. Durch die zweite Bedingung ist die Plattendicke mit 100 mm festgelegt, ebenso wie der Mindestachsabstand der Bewehrung mit $u = u_0 = 15 \text{ mm}$. Nach Abschnitt 17.7.2 der DIN 1045 in Verbindung

mit Heft 240 DAfStb kann nun der Abstand der Lagerlinien der einzelnen Felder berechnet werden. Es gilt:

$$l_i/h \leq 35 \text{ mit}$$

$$l_i = \alpha \cdot l \text{ und}$$

$$\alpha = 0,8 \text{ für Rand- resp. } 0,6 \text{ für Innenfelder}$$

Damit kann l_i berechnet werden:

$$l_i \leq 35 \cdot h/\alpha =$$

$$4,375 \text{ für Rand- resp. } 5,833 \text{ für Innenfelder}$$

Eine Untersuchung partiell beflammer Platten ist erst sinnvoll, wenn wenigstens 3*3 Felder betrachtet werden, von denen dann das Mittelfeld beflammt wird. Beachtet man die in Abschnitt 14.4.2 von DIN 1045 formulierte Empfehlung, den Dehnfugenabstand erhöht brandgefährdeter Bauwerke nicht größer als 30 m zu wählen, so kann mit den oben angegebenen Längen maximal ein 5*5 Feldsystem konstruiert werden. Gegenüber dem 3*3 System ist jedoch ein 3-fach höherer Rechenaufwand erforderlich. Die Untersuchung wurde daher auf das kleinere System beschränkt, wobei obendrein die Symmetrie ausgenutzt wurde. Deshalb konnten die Rand- und Eckfelder nicht beflammt werden. Wie sich später noch zeigen wird, ist damit keine Einschränkung der Aussagefähigkeit der Studie verbunden.

Nach Abrunden der berechneten Längen auf ganze Dezimeter wurde das in Bild 1 dargestellte System der Studie zugrundegelegt. Weiterhin wurden die folgenden Parameter festgelegt und in der Studie nicht variiert:

- Brandbeanspruchung nach DIN 4102, Teil 2 (ETK),
- Geometrie,
- Achsabstand der Bewehrung $u = u_0 = 15 \text{ mm}$,
- Stahlgüte BSt 500 S und

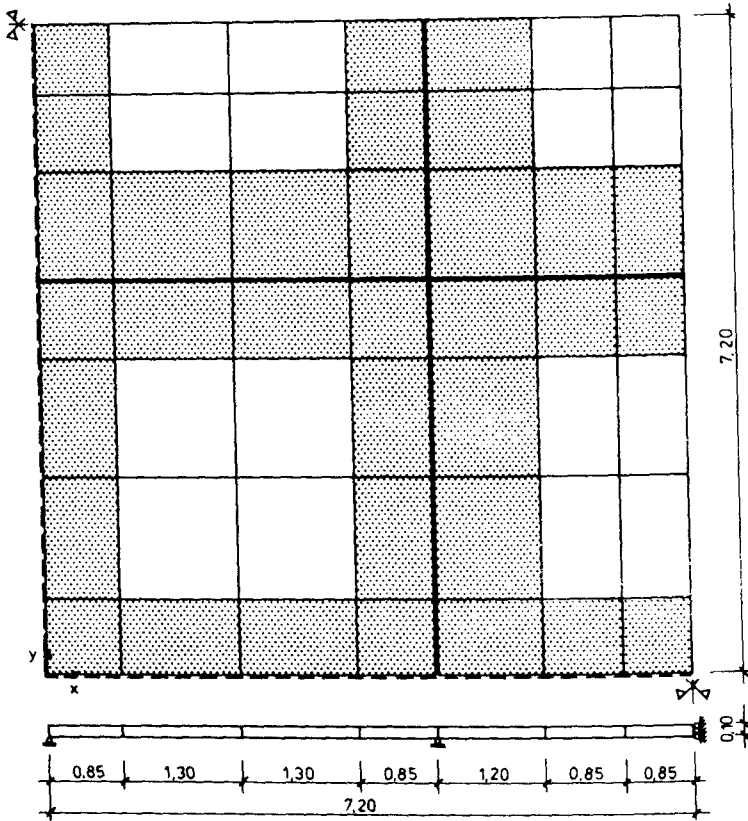


Bild 1: Statisches System und Diskretisierung

obere Bewehrung Q-513

Damit ergab sich die aufnehmbare Verkehrslast zu $3,8 \text{ kN/m}^2$. Variiert wurden demgegenüber die in Tabelle 1 zusammengestellten Parameter. Aus Gründen der Rechnerkapazität konnte jedoch keine vollständige Variation durchgeführt werden, d.h. es wurden nur einige, ausgewählte Kombinationen untersucht und nicht alle möglichen.

Nr	Parameter	Wert		
		1	2	3
1	Last	voll	Schachbrett	-
2	Betongüte	B25	B55	-
3	untere Bewehrung	Q377	Q513	-
4	Beflammung	partiell	voll unten	voll oben

Tabelle 1 : Variierte Parameter

Als Bezugskombination wurde die partiell beflammte Platte mit B25, gleichmäßig verteilter Vollbelastung und einer unten liegenden Quadratmatte Q-377 gewählt, d.h. Wert 1 für alle Parameter in obiger Tabelle.

3 Ergebnisse

Die Studie ist nicht eine eigentliche Parameterstudie, dafür ist die Anzahl der Ergebnisse zu gering, sondern mehr eine vergleichende Gegenüberstellung von Rechenergebnissen, die allerdings auch sehr gut verglichen werden können. Daran orientiert sich auch die Darstellung der Ergebnisse. Ausgehend von der Bezugskombination wird erläutert, welchen Einfluß eine Änderung der Randbedingungen auf

- die Zeit-Verformungs-Beziehung,
- die zeitabhängige Schnittgrößenentwicklung am Symmetrierand und
- die Schnittgrößenverteilung im Mittelfeld

haben, um daraus die Charakteristik des Trag- und Verformungsverhaltens herauszuarbeiten. Die geringe Anzahl der vorliegenden Rechenläufe bietet gerade hierfür die besten Voraussetzungen, denn es ist nicht notwendig die Datenmenge mit statistischen Methoden zu komprimieren, wobei oftmals spezielle

Effekte verdeckt werden. Trotzdem basiert die Studie auf einem großen Datenraum. Bei den Daten handelt es sich jedoch um Knotenkräfte und -verformungen mit einer Gesamtanzahl von genau 153'600 Werten.

3.1 M-N-Diagramm

Die M-N-Interaktion stellt den Grenzzustand der Tragfähigkeit eines Querschnitts dar und kann damit zur Charakterisierung des Tragverhaltens herangezogen werden. Bei dem vorliegenden System wird das Tragverhalten in erster Linie durch das Tragvermögen der Platte senkrecht zu den Kontinuitätsrändern des Mittelfeldes bestimmt. Hierfür wurde ein auf der Druckseite vollständiges Interaktionsdiagramm erstellt (siehe Bild 2), wobei die statischen Werte für die Bezugskombination genommen wurden. Für die Feldbereiche kann der Grenzzustand der Tragfähigkeit trotz abweichender Bewehrung mit guter Genauigkeit ebenfalls aus Bild 2 entnommen werden.

Die unsymmetrische Form des Diagramms muß auf die unsymmetrische Bewehrung und die unsymmetrische Temperaturbeanspruchung zurückgeführt werden. Das Diagramm kann in vier Bereiche eingeteilt werden, in denen die Temperaturbeanspruchung die Tragfähigkeit in jeweils unterschiedlichem Maße beeinflusst. Dies sind die Stütz- bzw. Feldbereiche (auf Bild 2 bereits vermerkt) und die Bereiche ober- bzw. unterhalb des Balancepoints, der etwa bei $n = -500 \text{ kN/m}$ anzusiedeln ist, sich aber mit der Zeit verschiebt.

Besonders interessant ist der Bereich unterhalb des Balancepoints. Hier fällt auf, daß die Momentenaufnahmefähigkeit im Stützbereich nur in geringem Maße unter der Temperaturbeanspruchung leidet, während im Feldbereich sehr große Tragfähigkeitseinbußen zu verzeichnen sind.

Umgekehrt sind die Verhältnisse oberhalb des Balancepoints. Hier sind die großen Tragfähigkeitseinbußen im Stützbereich zu verzeichnen, die Feldbereiche leiden nur innerhalb der ersten 30 Minuten unter der Temperaturbeanspruchung, danach ist ein Temperatureinfluß kaum noch merkbar.

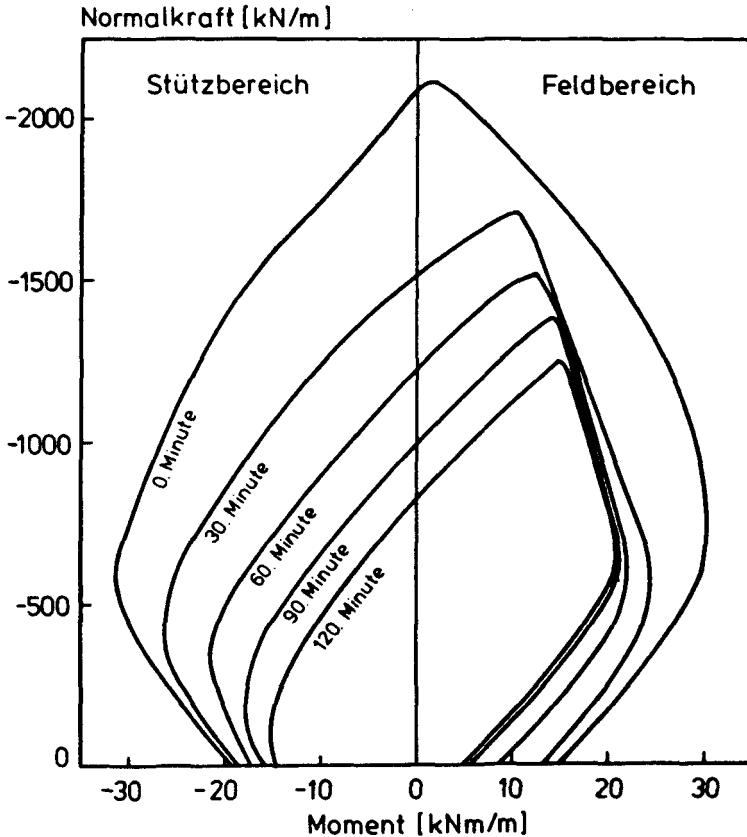


Bild 2: M-N-Interaktionsdiagramm für die Bezugskombination

Insgesamt kann dieses Verhalten auf die unsymmetrische Temperaturbeanspruchung in Verbindung mit der beidseitigen Bewehrung zurückgeführt werden. Dies bewirkt, daß die obere Bewehrungslage über den ganzen berechneten Zeitraum beinahe ihre volle Tragfähigkeit behält. Solange sie sich in der Zugzone befindet, kann sie einen bedeutenden Beitrag zur Tragfähigkeit lei-

sten. Liegt sie jedoch in der Druckzone, so verschwindet ihr Einfluß aufgrund der geringen Fläche gegenüber dem Beton.

Die untersuchten Systeme erreichen den Balancepoint in aller Regel nicht. Daher noch einige Anmerkungen zum Verhalten bei reiner Biegung. Die Spannbreite der Bruchmomente reicht hier von -19 bis +15 kNm/m und umfaßt damit 34 kNm/m. Bei einem Sicherheitsbeiwert von 1,75 können davon $34/1,75 = 19,4$ kNm/m bei der Bemessung ausgenutzt werden. Dies geschieht in aller Regel jedoch nicht, da zwei verschiedene Lastfälle (Vollast und Schachbrettbelastung) die jeweils maximalen Momente an der Stütze und im Feld hervorrufen. Nach 120 Minuten Branddauer sinkt die Spannbreite von -15 bis +5 kNm/m, umfaßt damit aber immer noch 20 kNm/m und ist größer als die bei der Bemessung ausnutzbaren 19,4 kNm/m. Aus dieser Sicht ist ein Versagen des Systems innerhalb von 120 Minuten Branddauer nicht zu erwarten.

Unberücksichtigt ist hierbei die Möglichkeit der Platten, Umlagerungen in weniger beanspruchte Bereiche vorzunehmen. Weiterhin wurden die Auswirkungen der Theorie II. Ordnung unterschlagen, die vor allem bei partieller Beflammung wirksam werden. Das bleibt der Berechnung mit dem in der Einleitung vorgestellten Programm vorbehalten, deren Ergebnisse in den nächsten beiden Abschnitten dargestellt werden.

3.2 Verformungsverhalten

Das Verformungsverhalten wird innerhalb des untersuchten Parameterraumes in erster Linie von der Art der Beflammung beeinflusst. Dies wird an der in Bild 3 dargestellten Zeit-Mittendurchbiegungsbeziehung besonders deutlich. Das mit partiell beflammt gekennzeichnete Streuband umfaßt die Variation aller anderen in Abschnitt 2 zusammengestellten Parameter gegenüber der Bezugskombination. Die maximale Breite des Streubandes wird mit 30 mm nach 120 Minuten Branddauer erreicht, bei einem Mittelwert von 255 mm. Daran erkennt man, daß

Betongüte, untere Bewehrung und Verteilung der Verkehrslast nur von untergeordnetem Einfluß auf das Verformungsverhalten sind. Weiterhin fällt der monotone Verlauf ins Auge, der darauf zurückgeführt werden kann, daß die Umlagerung der Schnittkräfte sehr kontinuierlich abläuft oder anders ausgedrückt, das beflamte Mittelfeld entzieht sich kontinuierlich durch große Verformungen den einwirkenden Zwangkräften.

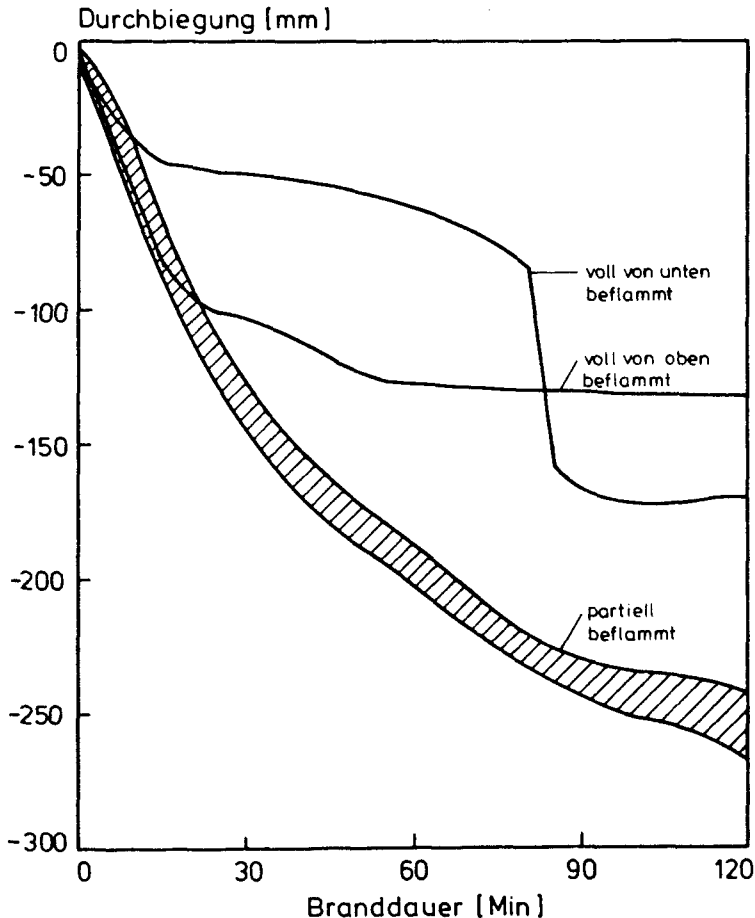


Bild 3: Zeit-Mittendurchbiegungsbeziehungen

Die an das Mittelfeld grenzenden Felder biegen sich unterdessen nach oben durch, während sich die Eckfelder wie das Mit-

telfeld verhalten. Die Beträge der Durchbiegung sind hierbei um eine 10er-Potenz geringer als im Mittelfeld.

Ganz anders ist das Verformungsverhalten der voll beflamnten Platte, denn alle Felder biegen sich nach unten durch. Besonders interessant ist der Fall der von unten beflamnten Platte, nicht zuletzt weil diese in der Praxis am häufigsten anzutreffen ist. Die größte Durchbiegung tritt wieder im Mittelfeld auf, sie ist jedoch wesentlich geringer als bei partieller Beflammung. Ihre zeitliche Entwicklung hat einen nicht monotonen Verlauf. Nach rascher Anfangsdurchbiegung tritt eine Stabilisierungsphase bei ungefähr halber Plattendicke entsprechend 50 mm ein. Ab der 60. Minute etwa beginnt dann eine Beschleunigungsphase die nach 80 Minuten in ein Durchschlagen des Mittelfeldes mündet. Daran schließt sich wieder eine stabile Phase an, die durch recht große Durchbiegung gekennzeichnet ist, ohne hierbei jedoch das Niveau der partiell beflamnten Platte zu erreichen.

Das Auftreten eines Durchschlageffektes ist in der Natur nicht in dieser Schärfe zu beobachten. Das verwendete Rechenprogramm greift auf ein hyperelastisches Materialgesetz für Beton und Stahl zurück, was bedeutet, daß Be- und Entlastung auf dem gleichen Pfad erfolgen. In der Natur erfolgt die Entlastung jedoch auf einem anderen Pfad als die Belastung, nämlich annähernd linear und mit Ursprungsmodul. Die beim Durchschlagen auftretenden Umlagerungen sind im allgemeinen so groß, daß die Abweichungen des Rechenmodells gegenüber der Wirklichkeit ebenfalls groß werden. Das schon stark plastizierte Material hat nurmehr geringe Steifigkeit, in Wirklichkeit jedoch nur bei Belastung, im Rechenmodell bei Be- und Entlastung. Dies führt rechnerisch zu großen Verformungszuwächsen. Im Versuch hätte man aller Wahrscheinlichkeit nach deshalb einen wesentlich weicheren Verlauf des Durchschlagens beobachtet. Das Durchschlagen selbst muß darauf zurückgeführt werden, daß die auch bei der voll beflamnten Platte wirkenden Zwangsnormalkräfte zunächst stabilisierend wirken. Ab einer gewissen Mittendurchbiegung, nämlich oberhalb der halben Plattendicke, kehrt sich ihre Wirkung jedoch um und sie destabilisieren das System. Die Tatsache, daß das Durchschlagen

überhaupt rechnerisch erfaßt wird, ist auf die im Rechenmodell verwendete Theorie der großen Verformungen zurückzuführen. Wäre lediglich die Theorie II. Ordnung in Ansatz gebracht worden, so wäre hier Versagen eingetreten.

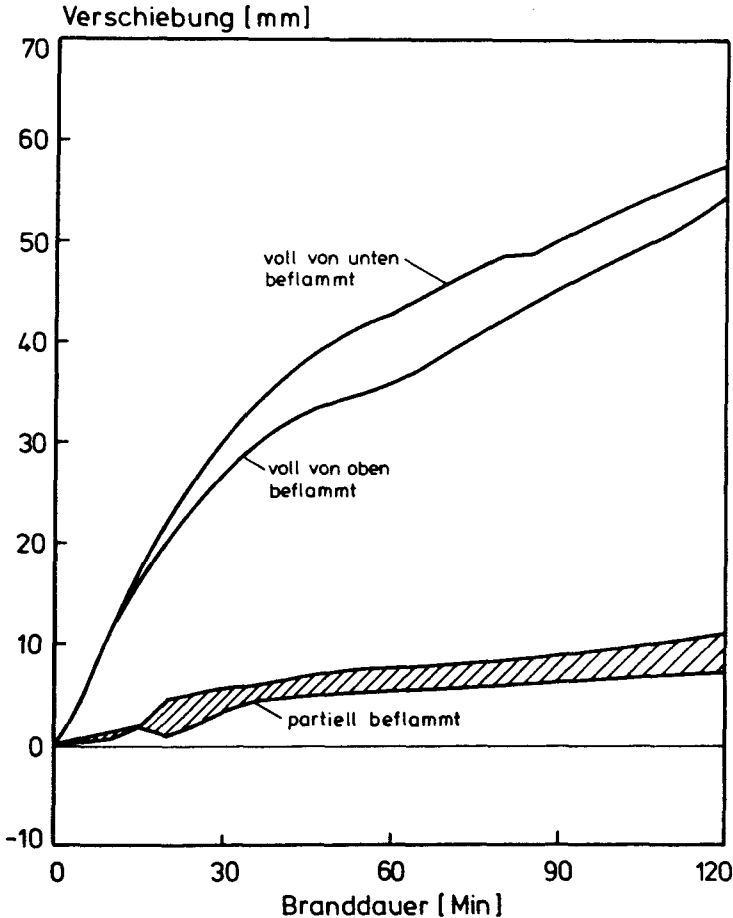


Bild 4: Zeit-Eckverschiebungsbeziehung in Diagonalenrichtung

Die in Bild 3 ebenfalls eingezeichnete Zeit-Mittendurchbiegungsbeziehung der voll von oben beflamnten Platte zeigt, daß hier die Zwangkräfte durch rasch anwachsende Verformung viel schneller abgebaut werden können. Die Platte hat nach 30 Minuten

schon eine Mittendurchbiegung von über 100 mm. Etwas oberhalb von diesem Niveau stabilisieren sich dann die Verformungen.

Für die angrenzenden, vielleicht vom Brand gar nicht betroffenen Bauteile, sind die Horizontalverschiebungen der beflamten Platte von großer Bedeutung. Wenn es sich dabei um Stützen handelt, so müssen diese die Verschiebungen der Platte in vollem Umfang mitmachen, da ihre Steifigkeit zu gering ist, um die Platte an der Verformung zu hindern. Um hier das für die Beurteilung notwendige Zahlenmaterial zu Verfügung zu stellen, ist in Bild 4 die zeitabhängige Entwicklung der Horizontalverschiebung des linken, unteren Eckpunktes in diagonalen Richtung aufgetragen. Wie aus Bild 1 zu entnehmen ist, liegt der Festpunkt des Systems genau gegenüber. Die für partielle Beflammung ermittelten Werte sind wieder in einem Streuband zusammengefaßt. Ihr Betrag ist mit ca. 8 mm auch vergleichsweise klein gegenüber den über 50 mm, die bei der voll beflamten Platte auftreten.

Die bei voller Beflammung von unten gegenüber voller Beflammung von oben größeren Horizontalverschiebungen sind auf die genau umgekehrten Unterschiede bei den Durchbiegungen zurückzuführen.

3.3 Tragverhalten

Im letzten Abschnitt wurde gezeigt, daß bei partieller Beflammung die Parameter Betongüte, untere Bewehrung und Verteilung der Verkehrslast nur geringen Einfluß auf das Verformungsverhalten haben. Auf das Tragverhalten haben diese Parameter sehr wohl einen Einfluß, was in diesem Abschnitt nun anhand der Schnittgrößenentwicklung am Symmetrierand und der Schnittgrößenverteilung im Mittelfeld dargestellt werden soll.

Für die Bezugskombination ist die zeitabhängige Entwicklung der Schnittgrößen m_y und n_y - als Linien gleicher Schnittkraft -

am Symmetrierand in Bild 5 aufgetragen. Durch die gewählte Darstellung sind in diesem und den beiden folgenden Bildern Geometrie, Zeit und Schnittkraft zusammengefaßt.

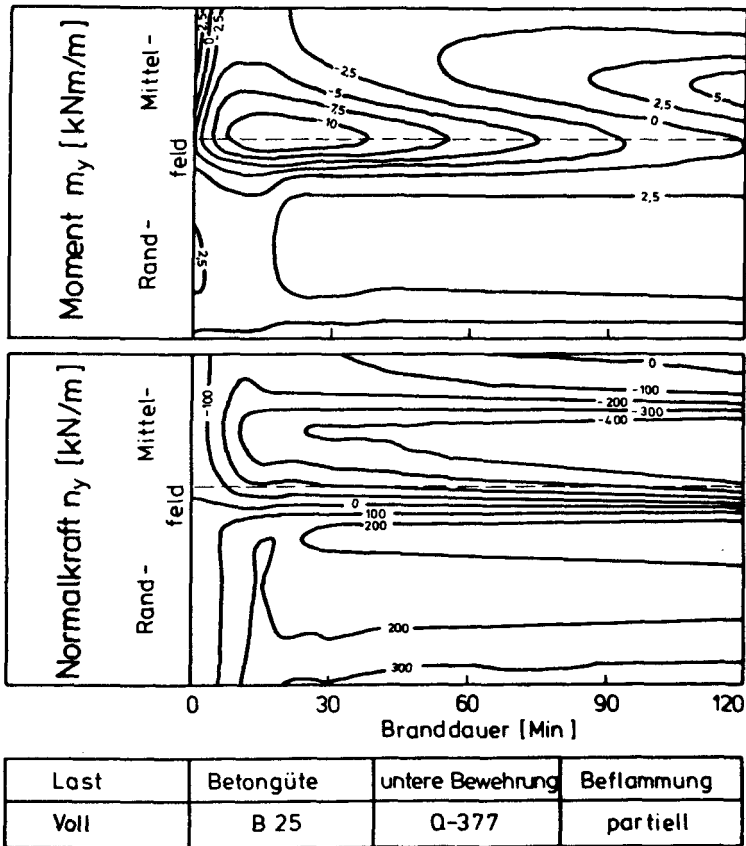


Bild 5: Schnittkraftentwicklung am Symmetrierand

Aus Bild 5 ist zu entnehmen, daß die Schnittkraftentwicklung am Symmetrierand in zwei Phasen abläuft. In der ersten Phase werden die Zwangkräfte aufgebaut. Dies dauert etwa 20 Minuten und ist an dem ausgeprägt vertikalen Verlauf der Höhenlinien erkennbar. Die anschließende zweite Phase dient der Umlagerung und dem Abbau der Zwangkräfte. Die Höhenlinien haben hier einen eher horizontalen Verlauf.

Bei der Momentenentwicklung fällt auf, daß im Mittelfeld nach wenigen Minuten nur noch negative Momente auftreten, die an der Lagerlinie ihren Maximalwert von -10 kNm/m erreichen. Hier werden sie in der zweiten Phase sehr kontinuierlich abgebaut, um nach 120 Minuten völlig zu verschwinden. Im Feld treten schon nach 50 Minuten wieder positive Momente auf, deren Bereich sich ebenfalls kontinuierlich ausdehnt. Im Randfeld treten, mit Ausnahme des Übergangsbereichs an der Lagerlinie, ausschließlich positive Momente auf.

Die Normalkraftentwicklung ist gekennzeichnet durch den Druckbereich im Mittelfeld und den Zugbereich im Randfeld mit einer sehr steilen Übergangszone an der Lagerlinie. Die Zugkräfte nehmen zum Rand hin kontinuierlich zu, wobei sie im Mittelbereich des Randfeldes beinahe konstant sind. Interessanter jedoch ist das Mittelfeld. Hier fällt besonders die Normalkraftentwicklung im Mittelpunkt auf. Nach Aufbau einer Druckkraft in der Größenordnung von -100 kN/m innerhalb weniger Minuten, verschwindet diese nach 60 Minuten und macht einer geringen Zugkraft Platz. Gleichzeitig mit der Ausbreitung dieses Zugbereichs bildet sich nahe an der Lagerlinie ein kräftiger Druckbereich mit Maximalwerten oberhalb -400 kN/m . Dies ist sehr charakteristisch für das Tragverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonplatten. Die Mittelbereiche der beflamten Felder entziehen sich durch Verformung so gut es geht der Normalkraft, die wiederum an den Randbereichen der beflamten Felder konzentriert wird.

Die Schnittkraftentwicklung am Symmetrierand bei Schachbrettverteilung der Verkehrslast ist auf Bild 6 dargestellt. Größere Unterschiede gegenüber der gleichmäßig verteilten Vollbelastung treten nur bei der Momentenverteilung auf, wie dies auch unter Normaltemperatur der Fall ist. Das Feldmoment in Plattenmitte ist größer geworden, daher wird es auch nicht so rasch abgebaut, wohingegen die Momentenbeanspruchung im Randfeld sinkt. Der Verlauf der Linien höherer Beanspruchung ändert sich weder bei Moment noch bei Normalkraft nennenswert. Daher ändert sich auch das Tragverhalten unter schachbrettverteilter

Verkehrslast nur marginal gegenüber der gleichmäßig verteilten Vollbelastung.

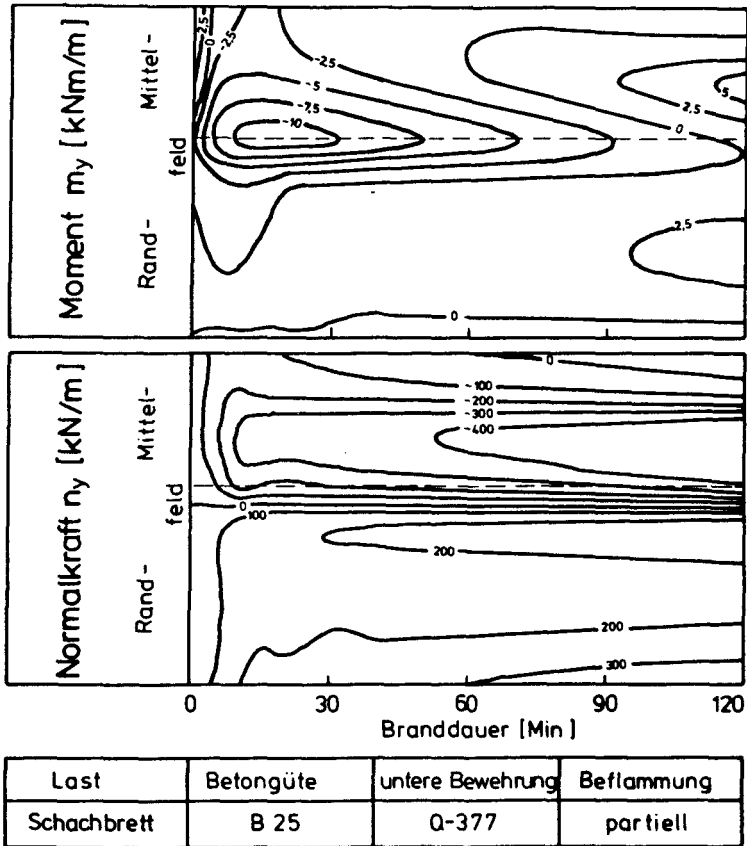


Bild 6: Schnittkraftentwicklung am Symmetrierand

Der Einfluß der Betongüte ist, wie Bild 7 zu entnehmen ist, wesentlich größer. Die Rechnung erfolgte für die Festigkeitsklasse B55 mit der gleichen Last wie bei B25. Grund hierfür ist, daß die zulässigen Momente wegen der geringen Bewehrung durch den Hebelarm der inneren Kräfte und nicht durch die Betonfestigkeitsklasse bestimmt werden. Weiterhin muß angemerkt werden, daß die Berechnung nicht mit der Nennfestigkeit, sondern mit der

Rechenfestigkeit nach DIN 1045 erfolgte. Diese ist bei B55 um rund 70% größer als bei B25.

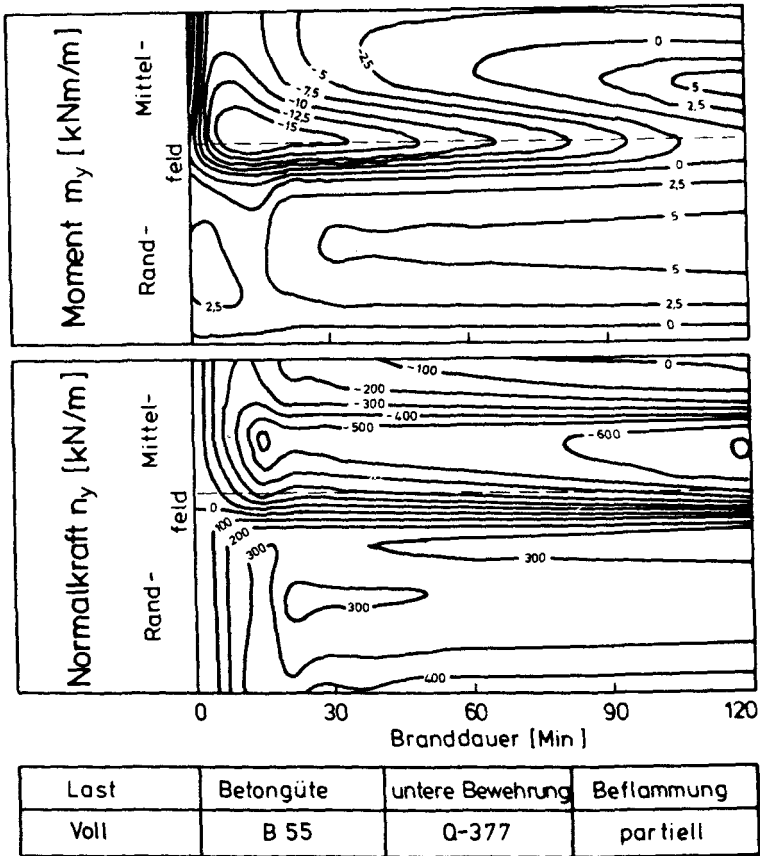


Bild 7: Schnittkraftentwicklung am Symmetrierand

Daher fällt auf, daß das Stützmoment an der Lagerlinie im Vergleich zu B25 bei B55 um etwa dieses Maß anwächst. Auch hier erfolgt wie bei B25 ein Abbau der Zwangsbeanspruchung, sodaß das Moment nach 120 Minuten Branddauer verschwindet, der Abbau erfolgt also rascher. In Plattenmitte erreicht das Zwangsmoment jedoch sogar den 3-fachen Wert. Genau wie an der Lagerlinie, wird auch dieses Moment mit zunehmender Branddauer rasch abgebaut. Im

Randfeld ist gegenüber B25 mit der Zeit eine deutliche Zunahme der Feldmomente zu verzeichnen.

Im gleichen Maß wie die Festigkeit wachsen auch die Zwangsnormalkräfte an. Ihre Verteilung entspricht etwa der, die auch bei B25 angetroffen wurde. Daraus kann geschlossen werden, daß das Tragverhalten der partiell beflamten Platte durch die Verwendung höherer Betongüten nur insofern beeinflußt wird, als die Zwangsschnittgrößen ein deutlich höheres Niveau erreichen, die Art der Umlagerung wird dadurch nicht beeinflußt. Bedenkt man weiterhin, daß der Einfluß auf das Verformungsverhalten nur gering ist, so kann auch angenommen werden, daß die Feuerwiderstandsdauer ebenfalls nicht nachhaltig gesteigert werden kann.

Neben der Schnittkraftentwicklung am Symmetrierand gibt die Schnittkraftverteilung im Mittelfeld Aufschluß über das Tragverhalten des untersuchten Systems. Für die Bezugskombination ist die Schnittkraftverteilung des Mittelfeldes für 4 Zeitschritte in Bild 8 aufgezeichnet. Es handelt sich hierbei, wie man leicht sieht, um Linien gleichen Momentes m_y bzw. Linien gleicher Normalkraft n_y . Um Verwechslungen vorzubeugen sei weiterhin angemerkt, daß dies keine Trajektorien sind. Da der erste dargestellte Zeitschritt die 30. Minute ist, sind die Zwangsschnittgrößen bereits aufgebaut, ihre Entwicklung kann hier also nicht mehr beobachtet werden. Durch die Zusammenstellung mehrerer folgender Zeitschritte auf einem Bild erlaubt die Darstellung jedoch die Beobachtung der wichtigen Umlagerungsphase.

An der Momentenverteilung wird deutlich, daß ausgehend von einer im ganzen Mittelfeld negativen Momentenbeanspruchung, in der Umlagerungsphase das Stützmoment allmählich abgebaut wird unter gleichzeitiger Bildung einer breiten Zone geringer Momentenbeanspruchung. Der Übergangsbereich wird hierbei immer steiler. Der Bereich der größten positiven Momente wandert unterdessen von der Plattenmitte immer mehr zur Lagerlinie hin.

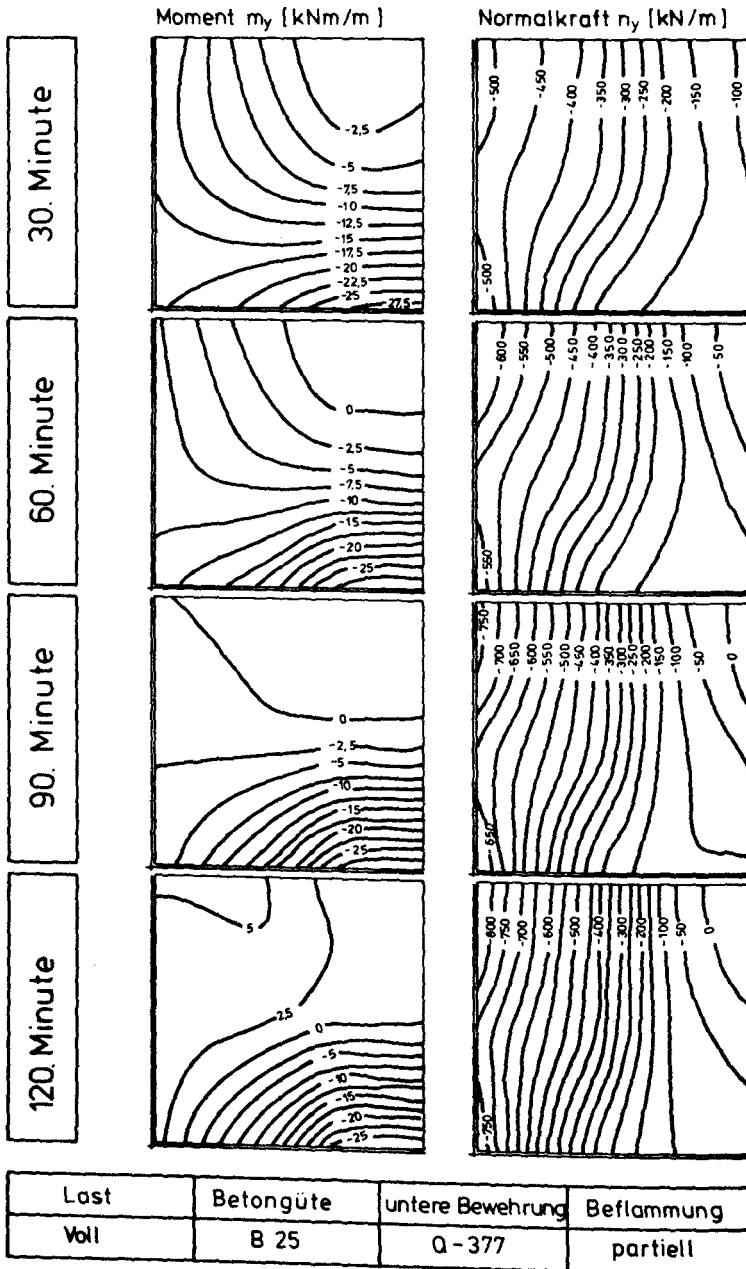


Bild 8: Schnittkraftverteilung im Mittelfeld

Dies wird verständlich, wenn man die zugehörige Normalkraftverteilung betrachtet. Man erkennt deutlich die Abnahme der Normalkraft im Mittelpunkt und den sich hier allmählich ausbreitenden Bereich geringer Zugkraft. An der Lagerlinie wächst währenddessen die Druckkraft kräftig an. Damit wird deutlich, daß die Platte versucht, die Normalkraft um den stark ausgebogenen Mittelbereich zu leiten. Wie schon im M-N-Diagramm zu sehen war, ist bei diesen Verhältnissen an der Lagerlinie eine viel größere Momentenaufnahmefähigkeit vorhanden als in Plattenmitte und die Momentenverteilung ab der 60. Minute ist somit erklärt.

Dem geneigten Leser, der vielleicht schon zu Bild 2 zurückgeblättert hat, wird vermutlich aufgefallen sein, daß die in Bild 8 aufgetragenen Stützmomente deutlich größer sind, als die in Bild 2 aufgetragene aufnehmbaren Momente. Dies bedarf einer Erklärung. In dem in /Ki87/ beschriebenen Rechenmodell wird mit einem biachsialen Gesetz für Beton gerechnet, dessen Eigenschaften im vorliegenden Fall je Betonelement in 90 Punkten, sogenannten Integrationspunkten, die nach einem bestimmten Gesetz verteilt im Element liegen, berechnet und mit Hilfe von Matrizenoperationen in Eigenschaften der Knoten umgeformt werden. Die Umformung hängt von den angesetzten Formfunktionen ab. Hierbei kann es zu Fehlern kommen, wenn die Kontinuitätsbedingung zwischen zwei Elementen zu sehr unterschiedlichen Schnittkräften führt. In keinem Fall wird jedoch mit falschen Spannungen gerechnet, dies haben genaue Untersuchungen gerade an dieser Stelle gezeigt.

Der Einfluß der unteren Bewehrung wird bei einem Vergleich von Bild 9 mit Bild 8 deutlich. Die Anordnung einer verstärkten unteren Bewehrung bewirkt zweierlei. Zum einen wächst das zulässige Feldmoment an, dies kann jedoch nicht durch eine Erhöhung der Last ausgenutzt werden. Zum andern wächst bei partieller Beflammung die maximale Zugkraft in den nicht vom Brand beaufschlagten Bereichen.

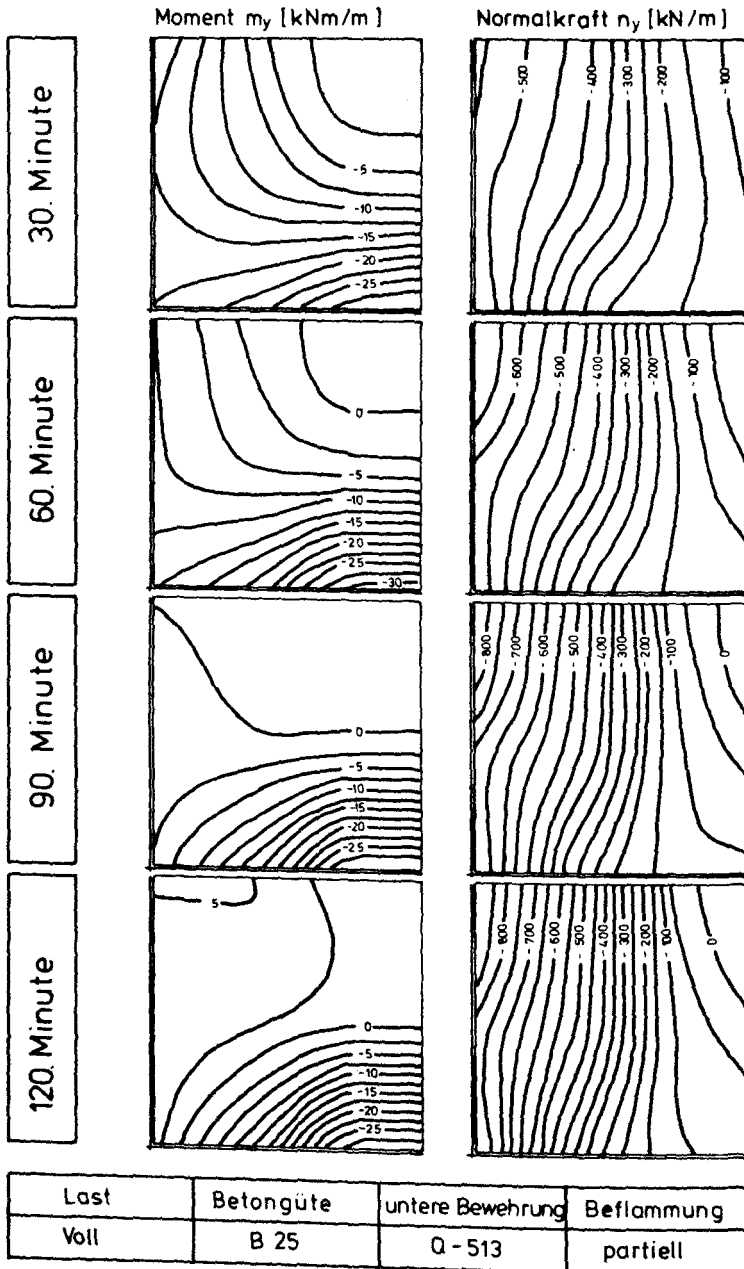


Bild 9: Schnittkraftverteilung im Mittelfeld

So ist es erklärlich, daß die Umlagerung der Momente vom Mittelbereich zur Lagerlinie nicht mehr ganz das Maß wie bei der Bezugskombination erreicht, obwohl der Normalkraftabbau in Plattenmitte sich nicht unterscheidet. Allerdings ist ein Anwachsen der Druckkräfte, vor allem in der Nähe der Lagerlinie festzustellen. Der Einfluß auf die Normalkraft ist größer als auf das Moment, denn der Aufbau der Zwangnormalkräfte wird von den kalten Randbereichen getragen, während die Feldmomente in Plattenmitte in ihrer großemäßigen Entwicklung durch die Temperaturbeanspruchung stark eingeschränkt werden.

Da auch hier im Verformungsverhalten kein nennenswerter Einfluß verzeichnet werden konnte, kann vermutet werden, daß auch die Feuerwiderstandsdauer durch Anordnung einer verstärkten Feldbewehrung nicht nachhaltig verbessert werden kann, wenngleich dieser Wunsch bei den bereits - rechnerisch - erzielten hohen Werten vermutlich kaum bestehen wird.

Bevor die bei voller Beflammung erzielten Ergebnisse besprochen werden, noch eine Bemerkung zu den bei partieller Beflammung auftretenden Beanspruchungen der nicht vom Brand betroffenen Bereiche. Die hier auftretenden Normalkräfte von über +400 kN/m führen selbstverständlich zum Fließen der Bewehrung. Damit verbunden ist eine Bildung von Rissen, die den ganzen Plattenquerschnitt durchqueren, der Querschnitt reißt also durch. Dieser Zustand wird im wesentlichen schon in der ersten Phase, also bis etwa zur 20. Minute erreicht. Die Sanierbarkeit dieser Bereiche ist, obwohl vom Brand gar nicht betroffen, unter diesen Umständen sehr zweifelhaft. Auch ist nicht sichergestellt, ob die Schubtragfähigkeit wieder in vollem Umfang hergestellt werden kann. Man sollte daher davon ausgehen, daß auch nach einer lediglich in Teilbereichen auftretenden Brandbeanspruchung, größere Bereiche der Konstruktion bleibende Einschränkungen ihrer Tragfähigkeit erfahren.

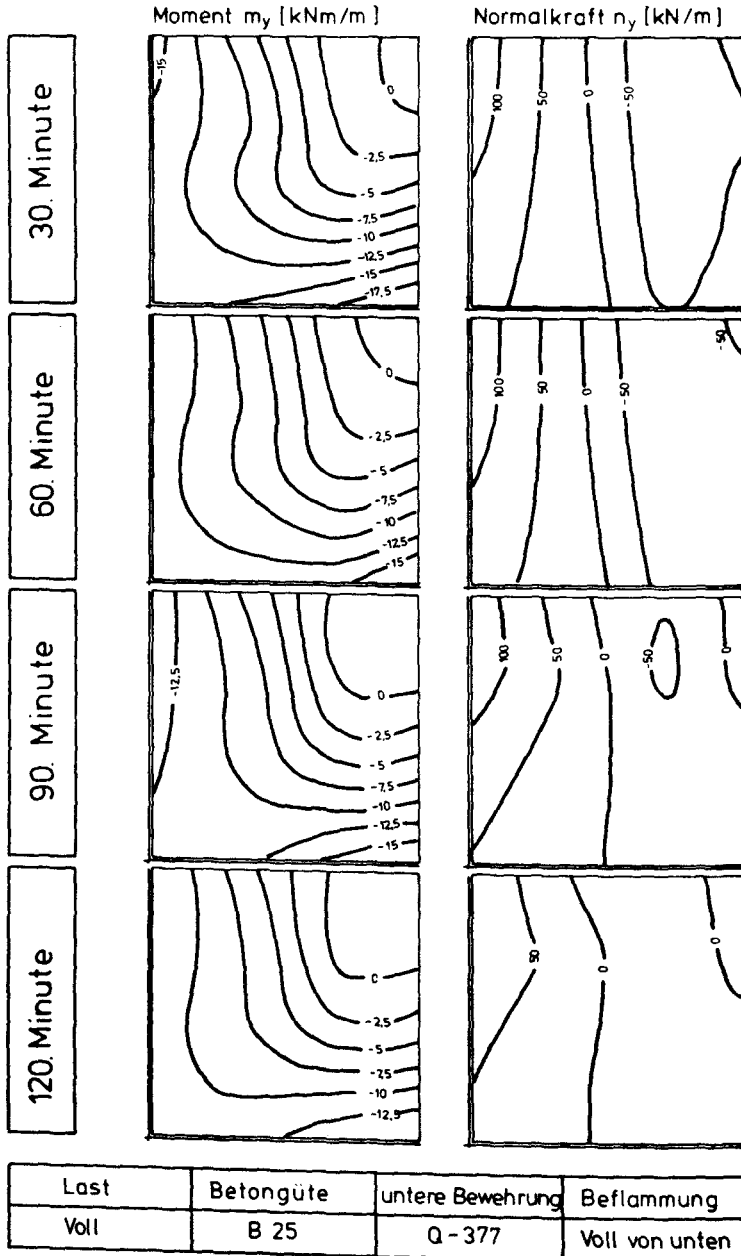


Bild 10: Schnittkraftverteilung im Mittelfeld

Wie bereits bei der Analyse der Schnittkraftentwicklung am Symmetrierand, so ist auch bei der Schnittkraftverteilung im Mittelfeld ein großer Einfluß der Art der Beflammung zu bemerken. In Bild 10 ist die Momenten- und Normalkraftverteilung im Mittelfeld für die voll von unten beflamnte Platte abgebildet. Auch bei dieser Parameterkombination bleibt das Mittelfeld fast gänzlich im Bereich negativer Momentenbeanspruchung. Das Stützmoment an der Lagerlinie ist jedoch deutlich kleiner als bei der partiell beflamnten Platte. Außerdem fällt auf, daß sich der Bereich geringer positiver Momente mit zunehmender Branddauer nur in geringem Maß - verglichen mit partieller Beflammung - ausdehnt. Das Mittelfeld bleibt also unter überwiegend negativer Momentenbeanspruchung.

Die Normalkraftverteilung unterscheidet sich hier noch deutlicher von der partiell beflamnten Platte, denn bis auf einen kleinen Druckbereich in Plattenmitte steht das Feld unter Zugbeanspruchung. Dies ist darauf zurückzuführen, daß die Randfelder eine geringere Durchbiegung aufweisen als das Mittelfeld. Dadurch wird das Mittelfeld von den Randfeldern förmlich "auseinandergezogen". Beim Durchschlagen (siehe 3.2) nach 80 Minuten Branddauer verschwindet die Normalkraft im Mittelfeld dann fast völlig. Hiervon wird die Momentenverteilung nur in geringem Maß beeinflusst.

Bei voller Beflammung von oben (siehe Bild 11) treten ausschließlich positive Momente im Mittelfeld auf. Die Maximalwerte sind am Symmetrierand zu finden. Mit zunehmender Branddauer werden auch hier die Zwangsbeanspruchungen kleiner und es deutet sich nach 120 Minuten wieder die Bildung eines Stützmomentes an. Die Normalkräfte sind ihrer Größe wegen kaum der Rede wert. Interessant ist allenfalls, daß hier in Plattenmitte über den ganzen berechneten Zeitraum Zugkräfte auftreten.

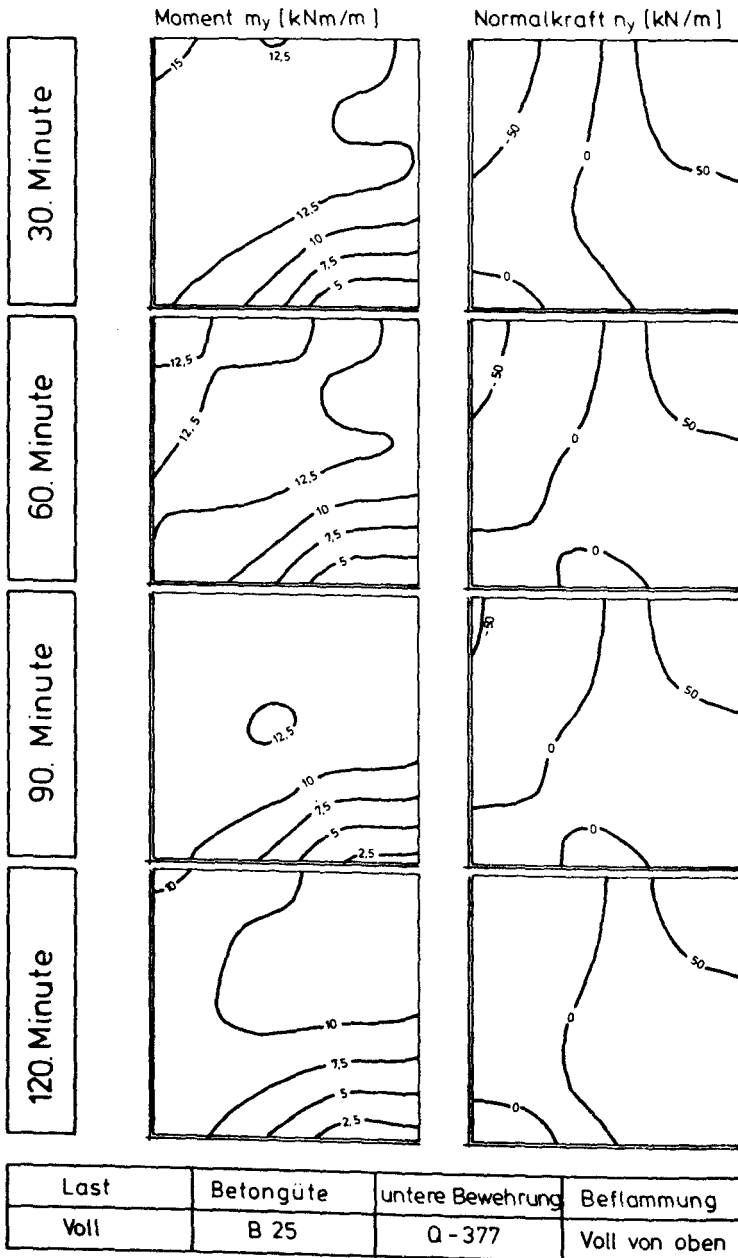


Bild 11: Schnittkraftverteilung im Mittelfeld

4 Schlußfolgerungen

In erster Linie ist bemerkenswert, daß in keinem der untersuchten Fälle innerhalb des berechneten Zeitraums von 120 Minuten Branddauer Versagen des Systems festgestellt werden konnte. Immerhin muß hier jedoch auf das Temperaturkriterium von DIN 4102 hingewiesen werden, das nach genau 90 Minuten Branddauer greift, denn zu diesem Zeitpunkt wird die zulässige mittlere Erhöhung der Oberflächentemperatur von 140 K gerade überschritten. Durch den im allgemeinen vorzufindenden Estrich kann diese Grenze in Praxis oftmals weiter nach hinten verschoben werden.

Die hohe vorgefundene Feuerwiderstandsdauer kann nur in Verbindung mit den verwendeten Entwurfsgrundlagen, zuvorderst DIN 1045, erklärt werden. Die in Abschnitt 17.7.2 festgelegte Begrenzung der Biegeschlankheit sorgt bei partieller Beflammung für eine Begrenzung der Beulgefahr, daher sind alle im folgenden angestellten Verallgemeinerungen der gefundenen Zusammenhänge nur gültig, wenn die Biegeschlankheit nach DIN 1045 begrenzt wird.

Es läßt sich dann nämlich sagen, daß das untersuchte System das schlankeste denkbare System ist. Mit zunehmendem Abstand der Lagerlinien wächst die Plattendicke nämlich linear oder sogar quadratisch, wenn das Leichtwandkriterium beachtet wird. Damit wächst der Dehnwiderstand, der für die Zwangskraft bei partieller Beflammung zuständig ist, linear, während der Biegewiderstand kubisch wächst. Dem steht zwar noch eine quadratisch mit der Länge wachsende Beullast gegenüber, aber der kubisch wachsende Biegewiderstand gewinnt die Oberhand, sodaß die Beulgefahr konstant bleibt oder bei Beachtung des Leichtwandkriteriums sogar abnimmt, obwohl der Abstand der Lagerlinien wächst.

Zusätzlich profitiert die Feuerwiderstandsdauer davon, daß das untersuchte Durchlaufsystem für zwei verschiedene Lastfälle bemessen wurde. Der eine Lastfall erzeugt die größten Feldmomente, der andere die größten Stützmomente. Die Lastfälle schließen

sich jedoch gegenseitig aus, sodaß während des Brandes immer nur ein Lastfall wirksam ist. Dadurch erhält das Gesamtsystem zusätzliche Reserven, die, wie gezeigt werden konnte, auch ausgeschöpft werden.

Daraus kann geschlossen werden, daß Durchlaufplatten auch unter Brandbeanspruchung ein günstiges Tragverhalten und eine hohe Feuerwiderstandsdauer besitzen. Das Verformungsverhalten ist weniger günstig, denn die ermittelten Durchbiegungen sind sehr groß, und es ist zu Beginn eine sehr große Durchbiegungsschwindigkeit festzustellen.

Die Verallgemeinerung der Ergebnisse muß insofern eingeschränkt werden als weder

- dicke Platten, also Platten, die die Last vornehmlich durch Schub abtragen, noch
- Fertigteildecken, noch
- Flachdecken

in die Untersuchung mit einbezogen worden sind. Außerdem konnte der Einfluß von Abplatzungen nicht studiert werden.

5 Zusammenfassung

In einer Parameterstudie wurde das Trag- und Verformungsverhalten partiell beflammer Stahlbetonplatten untersucht. Die Einflüsse von Lastverteilung, verwendeter Betongüte und einer verstärkten Feldbewehrung konnten herausgearbeitet werden. Darüber hinaus wurde der Einfluß einer vollständigen Beflammung von unten und von oben untersucht.

Das zugrundegelegte System ist eine 3*3-Feldplatte mit einer Plattendicke von 100 mm, deren Mittelfeld beflammt wurde.

Der Abstand der Lagerlinien wurde so gewählt, daß sich die maximale Schlankheit ergab, die nach DIN 1045 noch zulässig ist.

Die nach DIN 4102 in die Feuerwiderstandsklasse F90 einzustufende Platte versagte rechnerisch in keinem Fall vor der 120. Minute. Dabei wurden jedoch sehr große Durchbiegungen ermittelt. Das Tragverhalten profitiert in hohem Maß von der Fähigkeit des Systems zu weiträumigen Lastumlagerungen. Dies konnte mit Hilfe von Bildern der Schnittgrößenverteilung im Mittelfeld dargestellt werden.

Es muß jedoch darauf hingewiesen werden, daß die günstigen Ergebnisse mit Begrenzung der Biegeschlankheit nach DIN 1045 erzielt wurden, die gleichzeitig die Beulgefahr begrenzt.

Literaturverzeichnis

- Ki87 Kiel, M.
Geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnung von
Beton- und Stahlbetonplatten
Dissertation, Braunschweig 1987 (in Vorbereitung)
- DIN 1045, Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung
Ausgabe Dezember 1978
- DIN 4102, Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen
Teil 4, Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter
Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile
Ausgabe März 1981

Weiterentwicklung des FE-Programms PLAFEU
zur Berechnung von Stahlbetonplatten im Brand

von

Dipl.-Ing. Jürgen Wiese

Inhaltsverzeichnis

1. Anwendungsbereiche verschiedener Rechenmodelle
2. Allgemeines zu den Erweiterungen des FE-Programms PLAFEU
3. Exzentrische Randbedingungen
 - 3.1 Auswirkung einer Verschiebung der Bezugsebene
 - 3.2 Formulierung
4. Flächenintegration
5. Betongesetz
 - 5.1 Allgemeines
 - 5.2 Spannungs/Dehnungs-Linie bei Druckbeanspruchung
 - 5.2.1 Einaxiale Druckbeanspruchung
 - 5.2.2 Zweiaxiale Druckbeanspruchung
 - 5.3 Rechenwerte für die benötigten Betoneigenschaften
 - 5.3.1 Druckfestigkeit
 - 5.3.2 Stauchung beim Erreichen der maximalen Druckspannung
 - 5.3.3 Beispiele für Spannungs/Dehnungs-Beziehungen
 - 5.4 Spannungs/Dehnungs-Linie bei Zugbeanspruchung
 - 5.5 Zustandsbereiche
 - 5.6 Besonders zu berücksichtigende Effekte
 - 5.6.1 Allgemeines
 - 5.6.2 Wechsel des Zustandes im Zustands-Diagramm
 - 5.6.3 Änderung des Verhältnisses der Hauptspannungen bzw.
der Hauptdehnungen
6. Geometrische Nichtlinearitäten
 - 6.1 Gleichgewicht am verformten System
 - 6.2 Berücksichtigung großer Verformungen
 - 6.3 Zusammenfassung
7. Literatur
8. Formelzeichen

1. Anwendungsbereiche verschiedener Rechenmodelle

Für die Berechnung von Stahlbetonplattensystemen unter Brandbeanspruchung sind im SFB zwei Methoden angewandt worden, die Bruchlinientheorie /1,2,4,5/ und die Finite-Element-Methode /6/. An dieser Stelle sollen noch einmal abschließend die Anwendungsbereiche und die Bedeutung der verschiedenen Verfahren beschrieben werden.

Die Bruchlinientheorie wurde im Berichtszeitraum 1975 - 1977 für die Berechnung brandbeanspruchter Platten aufbereitet /4/. Aus den temperaturabhängigen Materialfestigkeiten lassen sich Bruchmomente ableiten, die entlang von vorzugebenden Bruchlinien innere Arbeit leisten. Auf den Wegen der zugehörigen Verformungsfigur leisten die äußeren Lasten äußere Arbeiten. Aus der Gleichgewichtsbedingung $A_i + A_a = 0$ läßt sich eine Bruchlast für jeden untersuchten Zeitpunkt bestimmen. Der Bruch wird eingeleitet, wenn die Bruchlast gleich der Auflast ist.

Folgende Punkte verleihen dieser Rechenmethode ihre Bedeutung:

1. Die numerische Aufbereitung ist einfach, und der Rechenaufwand ist gering.
2. Von den Materialien Beton und Stahl werden nur die Festigkeiten benötigt.
3. Die Annahmen bezüglich der Randbedingungen decken sich mit den Grundlagen zur DIN 4102.
4. Kritische Zustände hängen direkt vom Stahlversagen ab. Damit ist eine Parallelität mit den Forderungen von DIN 4102 hergestellt.

Platten, die sich wegen ihrer geometrischen Verhältnisse einer Normprüfung durch einen Brandversuch entziehen, lassen sich ersatzweise mit diesen Rechenverfahren normgerecht beurteilen.

Ergebnisse von Parameterstudien sind in /1/ und /2/ dargestellt. In einem Rechenprogramm zur Beschreibung des Brandverhaltens von Gesamtbauwerken wird diese Methode für die Analyse der flächenartigen Tragwerke benutzt /5/. Damit war das Forschungsziel erreicht und die wissenschaftliche Arbeit mit dieser Methode im SFB abgeschlossen.

Im Gegensatz zu den Randbedingungen im Normversuch kann eine Platte im

baupraktischen Einbauzustand jedoch zusätzlich Einflüssen aus Zwang unterworfen sein. Die Auswirkungen von Zwangsschnittgrößen auf das Trag- und Verformungsverhalten sollen mit geeigneten Rechenverfahren untersucht werden können. Die Notwendigkeit für derartige Untersuchungen ergibt sich aus den Tatsachen, daß einerseits bereits eine scheinbar geringfügige Behinderung der freien Randverformung das Verformungsverhalten sowie den Zeitpunkt des Bauteilversagens ganz maßgeblich verändert, andererseits eine Untersuchung dieser Zusammenhänge ausschließlich mit experimentellen Mitteln unbefriedigend hinsichtlich einer Verallgemeinerung der Ergebnisse sein muß.

Während auf der einen Seite die Bruchlinientheorie wie auch die DIN 4102 den Sonderfall der nicht gezwängten Platte als Grundlage hat, um ein definiertes hohes Sicherheitsniveau garantieren zu können, kann mit Hilfe der FE-Methode den Abläufen im Bauteil wesentlich genauer nachgegangen werden, wobei an die äußeren Randbedingungen keine einschneidenden Bedingungen geknüpft zu werden brauchen. Über die ersten Ergebnisse mit diesem Rechenverfahren wurde in /6/ berichtet.

Um die Größe der Verformungen und Schnittgrößen richtig abschätzen zu können, müssen wirklichkeitsnahe Annahmen gemacht werden:

1. zur Verformbarkeit der Ränder der untersuchten Teilfläche,
 - 2.1 zum mechanischen Verhalten der Baustoffe
 - bei hohen Temperaturen,
 - bei biaxialen Spannungsbeanspruchungen des Betons
 - bei Ribbildung des Betons,
 - bei Langzeitbeanspruchung,
 - 2.2 zum thermischen Materialverhalten
 - Wärmeleitfähigkeit
 - Wärmeübergang
3. zur Temperaturbeanspruchung (Anwachsen der Brandraumtemperaturen)
 - Brandlast
 - Ventilationsbedingungen.

Für die im Teilprojekt A2 durchgeführten rechnerischen Untersuchungen werden

- die Randverformungen des untersuchten Gebietes und
- die Temperaturbelastung der Querschnitte

von außen vorgegeben.

Wenn hierbei die Verhältnisse der Brandversuche gut wiedergegeben werden, dann sind Abweichungen zwischen Versuch und Rechnung mit einer unzutreffenden numerischen Beschreibung der Materialien zu erklären, unter der Voraussetzung, daß das Rechenmodell selbst richtig angewendet wird. Die Arbeiten am Programm betrafen darum im Berichtszeitraum hauptsächlich das Einarbeiten neuer Erkenntnisse bezüglich des Materialverhaltens. Insbesondere sind die Erkenntnisse des Teilprojekts B3 zum Hochtemperaturverhalten von Beton unter zweiaxialen Druck eingearbeitet worden.

Dabei hat sich wieder herausgestellt, daß Warmkriechuntersuchungen die mechanischen Beanspruchungen eines instationär erwärmten Bauteils besser simulieren als Druckversuche.

Durch eine numerische Integration über die Elementfläche, die den ortsbabhängigen Beanspruchungsgrad an sieben Punkten erfaßt, wird das nichtlineare Materialverhalten insgesamt besser als bei der Integration mit den schichtweise konstant angenommenen Materialkennwerten aus dem Beanspruchungszustand im Schwerpunkt jeder Schicht.

Weitere Änderungen waren notwendig, um den Einfluß der großen Durchbiegungen auf die Dehnungsverteilung und auf das statische Gleichgewicht der Kräfte zu erfassen.

2. Allgemeines zu den Erweiterungen des FE-Programms PLAFEU

Abweichungen zwischen Versuchs- und Rechenergebnissen konnten teilweise mit bestimmten Vorgängen im Versuchsablauf erklärt werden. Andere Unstimmigkeiten hingegen kommen eindeutig von der Programmseite.

Spezielle Untersuchungen haben ergeben, daß die Anordnung der Bezugsebene auf beliebigem Höhenniveau zwar möglich ist, jedoch eignet sich diese Möglichkeit nicht dazu, um die Randbedingungen der Versuche zu simulieren. Systematisch auftretende Abweichungen der berechneten Zustände vom Versuchsergebnis erforderten ein anderes Vorgehen.

Das benutzte Element mit 33 geometrischen Freiheitsgraden wird erst dann effektiv eingesetzt, wenn auch an mehreren Punkten im Elementgebiet der Spannungs/Dehnungs-Zustand ermittelt und zur Steifigkeitsberechnung herangezogen wird. Dann können größere Gebiete auch mit wenigen Elementen abgebildet werden bei guter Annäherung an die lokalen Verhältnisse.

Das gleichzeitige Auftreten von großen Durchbiegungen und hohen Normalkräften in den Versuchen erforderte den Einbau der Theorie II. Ordnung und führte später zu der Berücksichtigung großer Rotationen.

Diese drei Erweiterungen werden im folgenden näher besprochen.

3. Exzentrische Randbedingungen

3.1 Auswirkung einer Verschiebung der Bezugsebene

Eine frei aufliegende Quadratplatte der Abmessungen $l = 200$ cm und $D = 10$ cm wurde unter einer gleichförmigen Flächenlast $q = 10$ kN/cm² elastisch gerechnet. Im Bild 3.1 ist über der Ausmitte der Bezugsebene die berechnete Mittendurchbiegung aufgetragen.

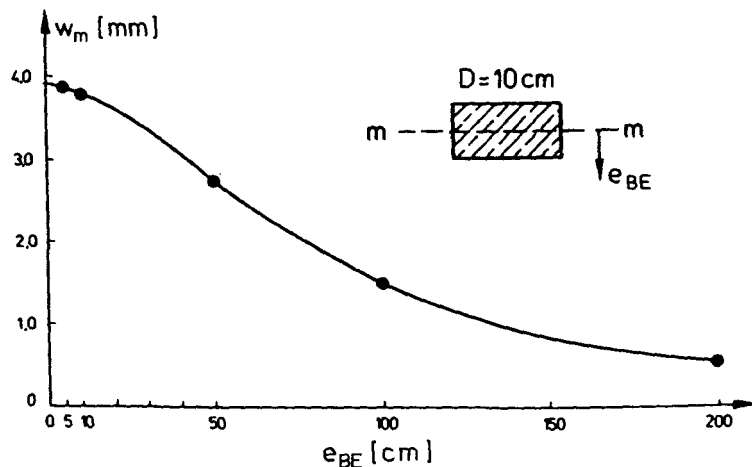
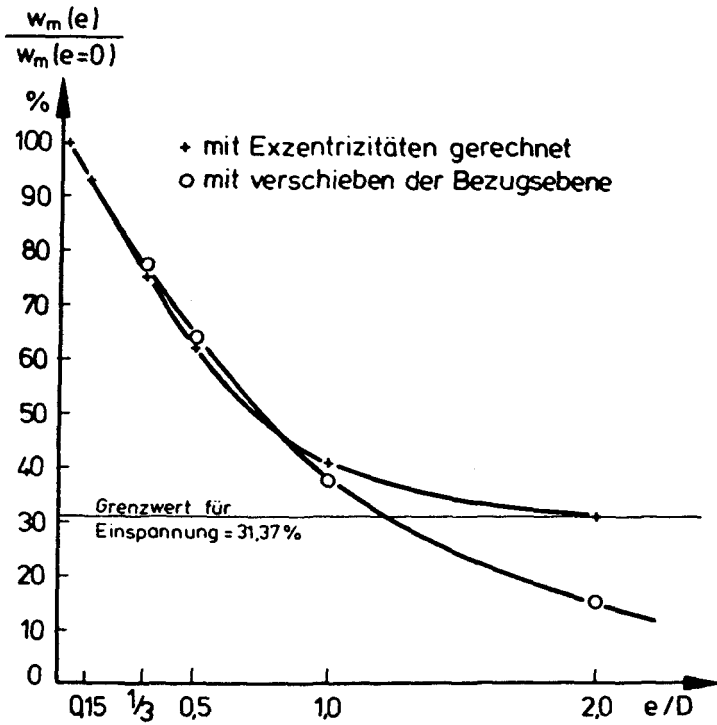


Bild 3.1: Bei einem frei verschieblichen System erzeugt eine exzentrisch angeordnete Bezugsebene eine Steifigkeitserhöhung

Bleibt die Bezugsebene innerhalb des Querschnittes, so nimmt in diesem Beispiel die Mittendurchbiegung um max. 0,75 % ab. Bei üblichen Berechnungen wird die Bezugsebene auch nicht außerhalb des Querschnitts liegen. Das Bild zeigt aber deutlich die grundsätzlich steifigkeitssteigernde Wirkung einer exzentrisch angeordneten Bezugsebene.

Das Bild 3.2 zeigt die Mittendurchbiegung einer ebenfalls an den Rändern drehbar gelagerten Platte, bei der die horizontale Verschieblichkeit in verschiedenen Exzentrizitäten verhindert wird. Erfolgt die entsprechende Modellierung durch das Verschieben der Bezugsebene, so nimmt die berechnete Durchbiegung bis unter den Grenzwert bei völliger Randeinspannung ab.



statisches System und Belastung

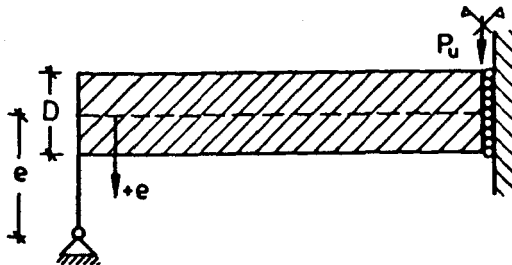


Bild 3.2: bei einem unverschieblich gelagerten System wird bei exzentrischer Festhaltung der Grenzwert der starren Einspannung richtig angenähert (exzentrische Randbedingung)

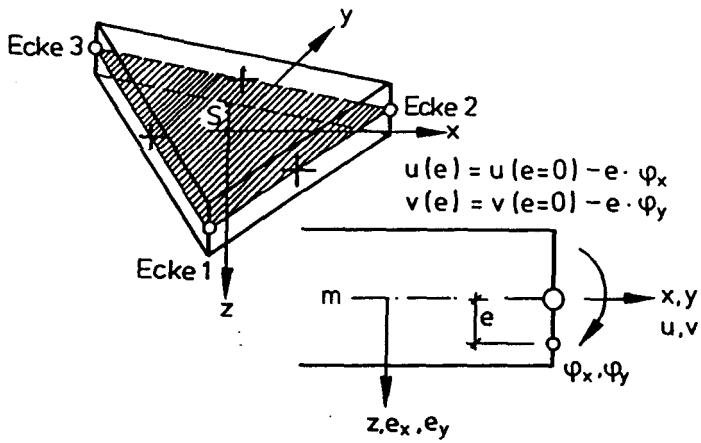
Die Verwendung exzentrisch angeordneter Einzelknoten führt korrekterweise zu einer asymptotischen Annäherung an diese Grenzlinie. Da die Vorgabe von Randverschiebungen unterhalb der Plattenmittenebene zu den wichtigsten Randbedingungen der rechnerischen Untersuchungen gehört, können vermeidbare, auch zunächst gering erscheinende Ungenauigkeiten nicht hingenommen werden.

3.2 Formulierung

Ausgewählte Knoten können mit einem vorgebbaren Abstand e , der Exzentrizität, zur mittig liegenden Bezugsebene angeordnet werden. Da die "Rechenebene" die Bezugsebene ist, treten in diesen Punkten die Neigung und die Verschiebung als aneinandergeschaltete und nicht wie bislang als voneinander unabhängige Größen auf.

Dazu werden die Steifigkeitsmatrix und der Lastvektor auf das lokale, exzentrische Koordinatensystem transformiert und im Nachlauf der Lösungsvektor wieder auf das globale, zentrische Koordinatensystem zurücktransformiert.

In Bild 3.3 ist die Transformationsmatrix dargestellt; dabei sind nur die von den Operationen betroffenen Zeilen und Spalten der Matrizen und Vektoren berücksichtigt.



global, zentrisch

	T_w	Ecke1:e1				Ecke2:e2				Ecke3:e3			
		u	φ_x	v	φ_y	u	φ_x	v	φ_y	u	φ_x	v	φ_y
		1	-e1										
			1										
exzentrisch	Ecke 1												
	φ_x												
	v			1	-e1								
	φ_y				1								
Ecke 2	u					1	-e2						
	φ_x						1						
	v							1	-e2				
	φ_y								1				
Ecke 3	u									1	-e3		
	φ_x										1		
	v											1	-e3
	φ_y												1

Bild 3.3: Exzentrisch angeordnete Eckknoten

Transformation der betroffenen Weggrößen

Es gelten allgemein folgende Zusammenhänge:

a) für die Weggrößen

$$\underline{w}_{\text{exz}} = \underline{I}_w \cdot \underline{w}_g \quad \text{und} \quad \underline{w}_g = \underline{I}_w^{-1} \cdot \underline{w}_{\text{exz}}$$

b) für die Lastgrößen

$$\underline{p}_{\text{exz}} = \underline{I}_p \cdot \underline{p}_g \quad \text{und} \quad \underline{p}_g = \underline{I}_p^{-1} \cdot \underline{p}_{\text{exz}}$$

$$\text{Dabei ist: } (\underline{I}_w^{-1})^T = \underline{I}_p$$

c) für die Steifigkeitsmatrix des betroffenen Elementes

$$\underline{K}_{\text{exz}} = \underline{I}_p \cdot \underline{K}_g \cdot \underline{I}_w^{-1} \quad \text{oder} \quad \underline{K}_{\text{exz}} = \underline{I}_p \cdot \underline{K}_g \cdot \underline{I}_p^T$$

d) Das zu lösende lineare Gleichungssystem ist für den exzentrisch angeschlossenen Knoten am exzentrischen Koordinatensystem aufzustellen.

$$\underline{I}_p \cdot \underline{K}_g \cdot \underline{I}_w^T \cdot \underline{w}_{\text{exz}} = \underline{p}_{\text{exz}}$$

Für die Seitenmittenknoten kann diese Transformation nicht angewendet werden, da allein aus der Neigung in Normalenrichtung (nur diese ist als Freiheitsgrad des Elementes formuliert /6/) sich die Komponenten in x- und y-Richtung nicht eindeutig bestimmen lassen.

Exzentrizitäten können also nur an den Eckknoten vorgegeben werden.

4. Flächenintegration

Im vorausgegangenen Berichtszeitraum ist mit Vorrang das Programm bis hin zu einer lauffähigen Version entwickelt worden /6/. Dafür war eine grobe Bestimmung der Gebietsintegrale mit Hilfe des Zustands im Schwerpunkt jeder Elementschicht ausreichend.

Für genauere Untersuchungen sollten jedoch in den relativ großen Elementgebieten die ortsabhängigen Spannungs/Dehnungs-Zustände besser berücksichtigt werden. Dazu wird für jede Schicht an sieben sog. Integrationspunkten die mechanische Beanspruchung ermittelt (Bild 4.1). Die Elementsteifigkeit ergibt sich als Summe der gewichteten Anteile der einzelnen Integrationspunkte. Anordnung und Gewichtung erfolgen nach Gauß /13/.

In /3/ wird für das verwendete Element nachgewiesen, daß

1. gegenüber einer exakten Integration kein Fehler entsteht, wenn bei geometrisch linearer Rechnung diese Integration Polynome 6. Grades und bei geometrisch nichtlinearer Berechnung Polynome 8. Grades exakt integrieren kann. Das führt hier zur "reduzierten Integration",
2. zur Sicherstellung der Konvergenz jedes Integrationsverfahren genügt, da bei konstanter Dicke über die Fläche des unverformten Gebietes zu integrieren ist.
3. Die notwendige Anzahl M von Integrationspunkten ist strukturabhängig, um die Matrix nicht singulär werden zu lassen.

3 . Elementzahl

Es gilt: $M \geq \frac{\text{Unbekannte} - \text{Randbedingungen}}{\text{Elementzahl}}$

Nur ungünstig gewählte Beispiele (z.B. mit nur einem Element) würden ein $M = 7$ erfordern. In üblichen Fällen ist $M = 3$ oder 4.

5. Beton-Gesetz

5.1 Allgemeines

Untersuchungen des Teilprojekts B3 haben ergeben, daß Beton unter biaxialer Druckbeanspruchung bei hohen Temperaturen wesentlich größere Festigkeiten besitzt als unter einaxialem Druck. In ersten Druckversuchen /8/ wurden biaxiale Festigkeiten gemessen, die maximal den 3,5fachen Wert der zur gleichen Temperatur gehörenden Festigkeit bei einaxialem Druck erreichten (Bild 5.1). Bei einer anderen Betonserie waren diese Werte etwas geringer /9/.

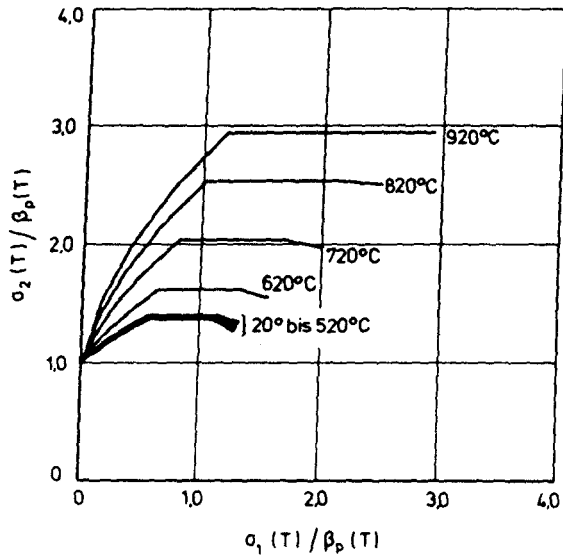
Solche bezogenen Festigkeitswerte lassen sich aus numerischen Gründen mit dem bislang verwendeten Rechenansatz /6,7/ nicht modellieren. Die Grenze liegt bei einem Festigkeitsanstieg auf den 1,57fachen Wert. Später im Teilprojekt B3 durchgeführte Warmkriechversuche zeigten etwas geringere Festigkeitszunahmen bei biaxialen Druckverhältnissen, jedoch überstieg die Festigkeitssteigerung dieses Versuchstyps bei Temperaturen über 550 °C deutlich die 1,57-Grenze (Bild 5.2).

Im Hinblick auf die Tatsache, daß gerade in den unteren Bereichen des Plattenquerschnitts diese hohen Temperaturen recht bald bei gleichzeitigem Wirken biaxialer Druckspannungen vorliegen, mußte eine andere Beschreibung des Betonverhaltens gefunden werden.

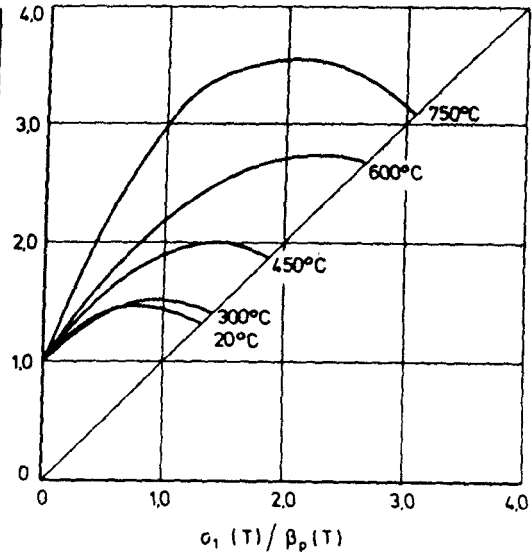
An dieser Stelle soll lediglich auf dasjenige Beton-Gesetz eingegangen werden, welches auf den Erkenntnissen aus den Warmkriechversuchen beruht. Dieser Versuchstyp eignet sich besonders als Grundlage für Beton-Rechengesetze, da hier wie im später zu berechnenden Bauteil thermisch stationäre Verhältnisse vorliegen. Die hier vorgestellten Rechengesetze basieren auf einer ersten eigenen Auswertung von Warmkriechversuchen. Weitere systematische Auswertungen der Erkenntnisse des Teilprojektes B3 sind sinnvoll, um verbesserte Rechengesetze zu erhalten.

Einschränkend gelten alle hier vorgestellten Zusammenhänge nur für ansteigende Temperaturen und für ansteigende oder konstante mechanische Beanspruchungen.

Bild 5.1 und Bild 5.2: Biaxiale Hochtemperaturfestigkeit von Beton



Rechenwerte aus
Warmkriechversuchen



gemessene Werte von
Druckversuchen

5.2 Spannungs/Dehnungs-Linie bei Druckbeanspruchung

5.2.1 Einaxiale Druckbeanspruchung

Die numerische Formulierung des Spannungs/Dehnungs-Zustandes umfaßt bei Druckbeanspruchungen den gesamten Dehnungsbereich bis hin zu unendlich großen Stauchungen (Bild 5.3). Dieser wird in vier Teilbereiche untergliedert:

1. Aufsteigender Ast bis zum Erreichen der Festigkeit: Form 1
2. erster Teil des absteigenden Astes bis zum frei wählbaren Punkt A: Form 2
3. zweiter Teil des absteigenden Astes bis zu einem frei wählbaren Vielfachen N der Stauchung bei Punkt A: Form 1
4. numerisch erforderlicher Mindestwert für den E-Modul, frei vorgebar Anstieg größer Null.

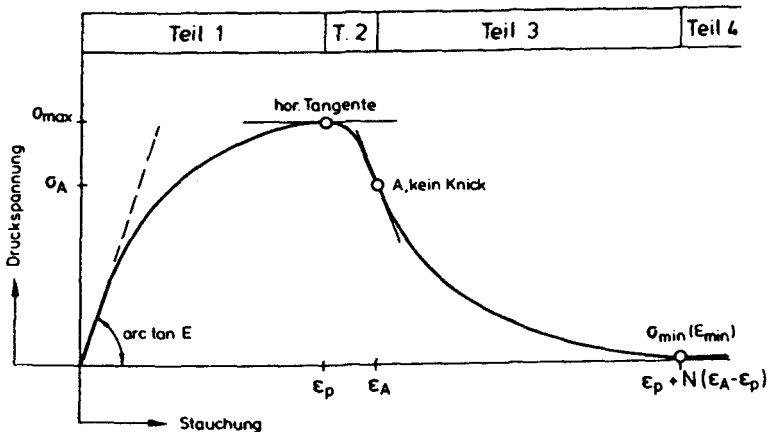


Bild 5.3: Spannungs/Dehnungs-Linie für Beton:
Rechengesetz mit den Eingangsgrößen

Das Bild 5.3 zeigt eine solche Linie für eine bestimmte Temperatur T mit den Bezeichnungen für die wichtigen Eingangsgrößen. Es bedeuten:

- E = Rechenwert für den Elastizitätsmodul
- σ_{\max} = Rechenwert für die maximale Druckspannung, entspricht der Druckfestigkeit
- ϵ_p = Rechenwert für die spannungserzeugende Stauchung, zugehörig zu σ_{\max}
- ϵ_A = vorgebarer Wert für die Stauchung zugehörig zu σ_A , bezogen auf ϵ_p
- N = vorgebarer Faktor zur Definition des Teiles 3
- $\sigma_{\min}(\epsilon)$ = minimale Restspannung aus vorgebarem minimalen Rest-Sekantenmodul E_{\min} , numerisch erforderlich im Teil 4

Die Rechenwerte für E , σ_{\max} und ϵ_p sind temperaturabhängig formuliert; σ_A , ϵ_A und E_{\min} ergeben sich aus einem einmal vorgegebenen Vielfachen der Werte von σ_{\max} , ϵ_p und E ; der Faktor N ist konstant.

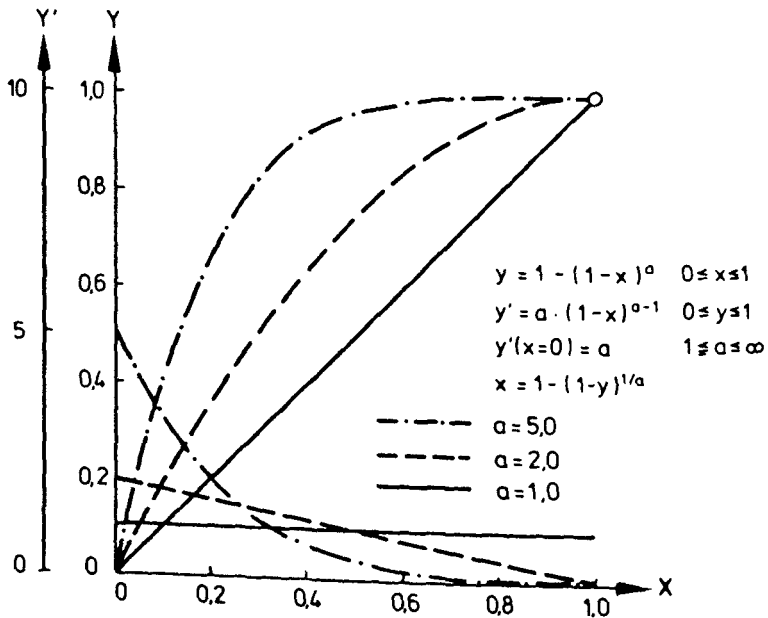


Bild 5.4: Spannungs/Dehnungs-Linie: Teil I
mathematische Formulierung auch für
die 1. Ableitung und die Umkehrfunktion

Die mathematische Form für den aufsteigenden Ast zeigt Bild 5.4 in einem x/y-Koordinatensystem. Es sind die Graphen der Funktion und die Werte ihrer Steigung eingetragen. Mit drei Beispielen wird die Möglichkeit der Funktion gezeigt, verschiedene Verhältnisse wiederzugeben.

In diesem Bild entspricht die y-Achse der auf die Festigkeit bezogenen Spannung und die x-Achse der Dehnung, bezogen auf ϵ_p . Die Anfangssteigung - der E-Modul - bestimmt allein den Verlauf der Kurve im angegebenen Definitionsbereich 1.

Die gleiche Formulierung ist entsprechend den dort vorliegenden Anforderungen an die Anfangssteigung und den gewählten Definitionsbereich für den Teil 3 verwendet worden. Die Kurve schmiegt sich asymptotisch an die x-Achse an. Die Anfangssteigung ergibt sich aus dem Verlauf der Kurve im Teil 2, für die eine quadratische Parabel als Funktion gewählt worden ist.

Damit bei extrem großen Stauchungen noch minimale Spannungswerte vorliegen, um die Gesamtrechnung zu stabilisieren, wird im Teil 4 ein Rest-Elastizitätsmodul vorgegeben. Dieser erzeugt dann linear steigende Druckspannungen. Der Teil 4 dient in der Hauptsache dazu, den Definitionsbereich der Arbeitslinien bis auf unendlich große Stauchungen zu erweitern. Er wird bei den Berechnungen nur selten und innerhalb des Iterationsprozesses angesprochen. Die gefundene Lage liegt in den anderen Teilen.

5.2.2 Zweiaxiale Druckbeanspruchung

Auch im biaxialen Druckzustand werden die besprochenen Funktionen angewendet. Es müssen dann jedoch die entsprechenden Rechenwerte für die Festigkeit und die zugehörigen Verformungen benutzt werden. Die über den Verlauf der Kurve entscheidende Anfangssteigung wird in Abhängigkeit vom Verhältnis der Hauptdehnungen den tatsächlichen Verhältnissen angepaßt. Dabei spielt die Kenntnis der Querdehnzahl eine wichtige Rolle:

$$E_{bi} = E_0 (1 + \alpha_{\epsilon} \cdot \mu)$$

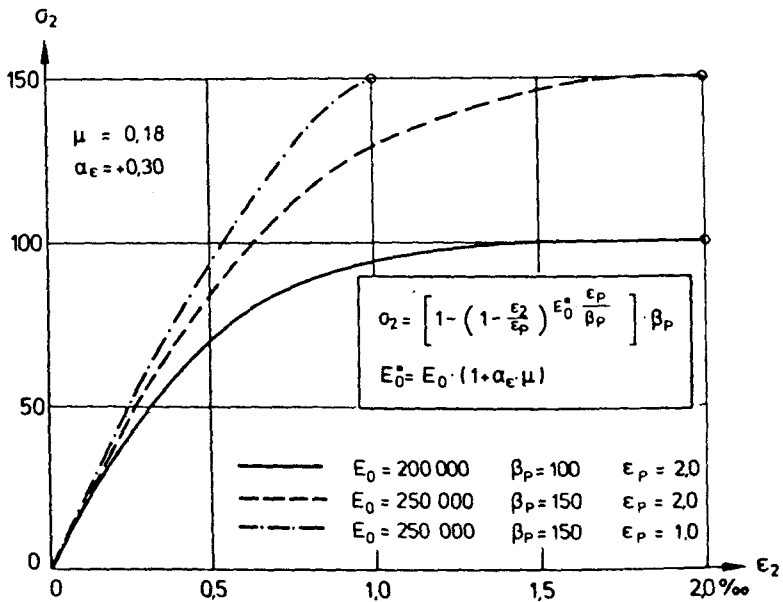


Bild 5.5: Spannungs/Dehnungs-Linie Teil I: mathematische Formulierung für biaxiale Druckspannungszustände und Funktionsverläufe

Das Bild 5.5 zeigt den aufsteigenden Ast einer Arbeitslinie für die Hauptdruckrichtung bei bekannten Werten für die Querdehnzahl und das Hauptdehnungsverhältnis. Es sind dort der E-Modul, die Festigkeit und die dazugehörige Stauchung variiert worden.

In diesem Bild ist die Formel aus Bild 5.4 auf die vorliegenden biaxialen Verhältnisse angewendet und eingezeichnet.

5.3 Rechenwerte für die benötigten Betoneigenschaften

5.3.1 Druckfestigkeit

Die Erhöhung der Festigkeit bei gleichzeitiger Wirkung von Druckspannungen in zwei Hauptspannungsrichtungen ist bereits weiter oben dargestellt worden.

In den beiden folgenden Bildern 5.6 und 5.7 ist dargestellt, wie die maximal aufnehmbare Druckspannung mit steigender Temperatur fällt. Ergebnisse sowohl der biaxialen Druckversuche aus /8/ als auch der biaxialen Warmkriechversuche aus /10/ sind als auf die kalte Ausgangsfestigkeit bezogene Größen aufgetragen.

Das "150 °C-Loch" bei den Druckversuchen verschwindet bei einer Versuchsdurchführung mit deutlich größerer Temperaturstandzeit vor dem Abdrücken der Probe.

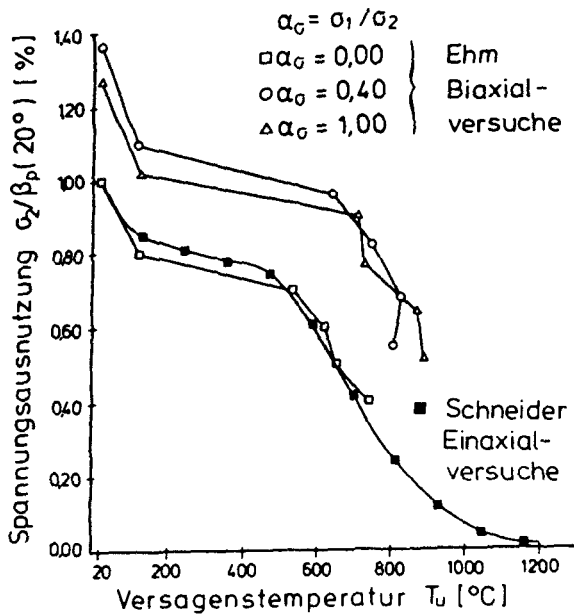
Die Festigkeitsentwicklung der beiden verschiedenen Versuchstypen sind programmiert und können für die Berechnung angewählt werden.

5.3.2 Stauchung beim Erreichen der maximalen Druckspannung

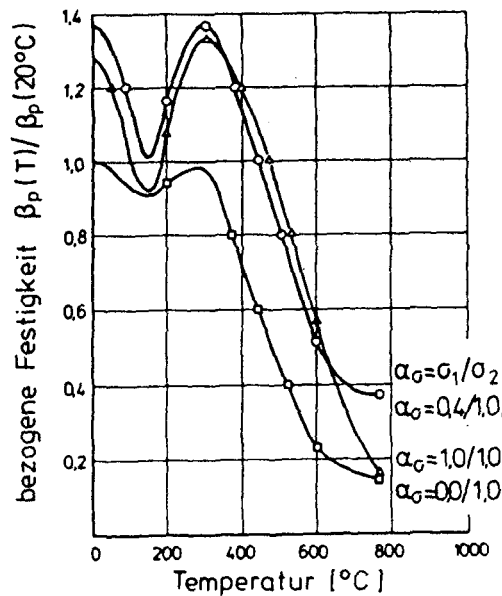
Die Formulierung der Arbeitslinie benötigt einen Dehnwert beim Erreichen der maximalen Spannung.

Die temperaturbedingte extreme Zunahme der Verformbarkeit des Betons ist im Bild 5.8a dargestellt. Es zeigt die in einaxialen Warmkriechversuchen gemessenen Stauchungen eines Normalbetons mit vorwiegend quarzhaltigen Zuschlägen /12/ kurz vor dem Versagen, bezogen auf die Bruchstauchung bei Raumtemperatur. Damit ergeben sich für einaxiale Druckbelastungen Spannungs/Dehnungs-Beziehungen wie im Bild 5.8b. Bei biaxialer Spannungsbeanspruchung versagt der Beton bei Stauchungen wie sie im Bild 5.8c eingezeichnet sind. Die Messung von Bruchstauchungen ist wegen der im Bruchzustand hohen Verformungsgeschwindigkeit schwierig (Druckversuche /8/, Warmkriechversuche /10/), und die Werte streuen schon bei Raumtemperaturen erheblich /11/.

Bilder 5.6 und 5.7: biaxiale Hochtemperaturfestigkeit von Beton
oben Bild 5.6: Druckversuche
unten Bild 5.7: Warmkriechversuche

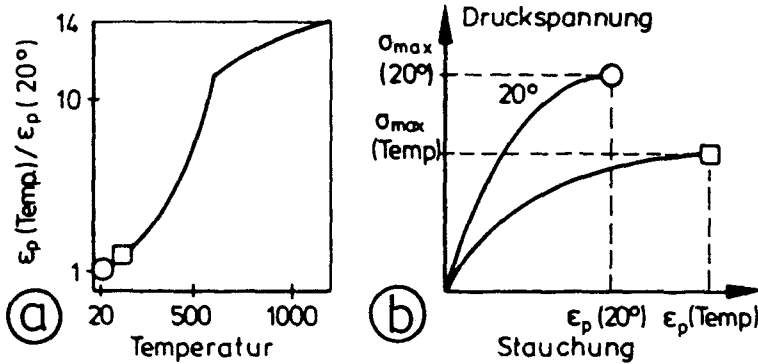


Warmkriechversuche



Druckversuche

einaxiale Druckbeanspruchung



zweiaxiale Druckbeanspruchung

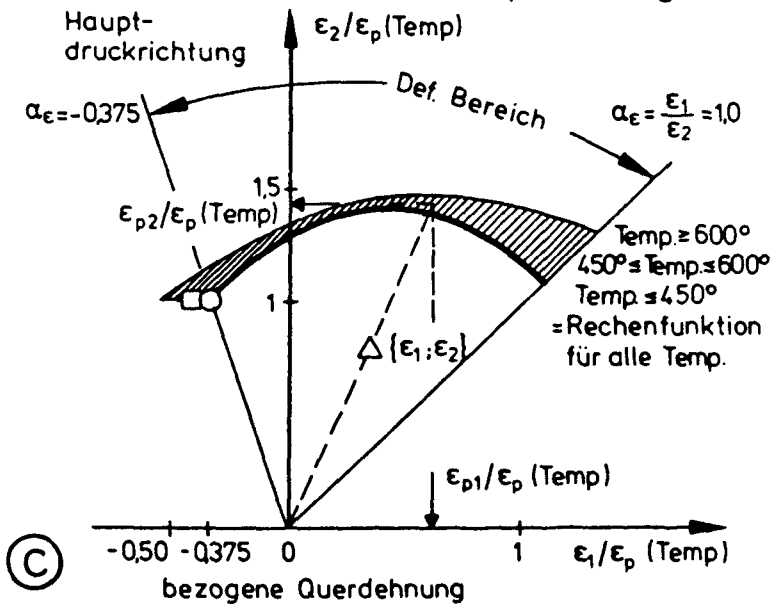


Bild 5.8: Stauchungen beim Erreichen der maximalen Druckspannung

Für das Rechenmodell wird die untere Grenzkurve des Meßbandes benutzt, um das Maximum der Arbeitslinien festzulegen. Dabei ist der Bereich der Querdehnung im einaxialen Versuch für hohe Temperaturen bewußt abgeschnitten worden. Der Definitionsbereich erstreckt sich über einen Bereich der Hauptdehnungsverhältnisse von $-0,375$ bis $+1,00$. In einem Druckversuch ist das Verhältnis der Hauptdehnungen nicht konstant. Bei hohen Spannungsausnutzungen wächst die Querdehnung. Ein Dehnungspfad mit konstantem Hauptdehnungsverhältnis kann also nicht zu Spannungs/Dehnungs-Beziehungen führen, wie sie im Teil b des Bildes gezeichnet sind (s. Pkt. 5.3.3). Ein konstantes Verhältnis der Hauptdehnungen, wie es bei kleinen Spannungen im einaxialen Druckversuch gemessen wird, führt zu höheren Festigkeiten und eines wie im Versagenszustand führt rechnerisch dann zu Querzugspannungen bei niedrigen Belastungsgraden (Bild 5.10).

5.3.3. Beispiele für Spannungs/Dehnungs-Beziehungen

Im Bild 5.9 sind die Spannungen in der Hauptdruckrichtung dargestellt, wie sie sich ergeben, wenn der Beton in zwei Richtungen weggesteuert gestaucht wird. Dabei bleibt das Verhältnis der Hauptdehnungen unverändert. Im oberen Teil des Bildes entspricht das Hauptdehnungsverhältnis der angenommenen Querdehnzahl des Betons. Es wird erkennbar, daß die maximale Spannung über der einaxialen Druckfestigkeit liegt und auch die zugehörige Verformung ist größer.

Da der angegebene Dehnungspfad nicht zu einem Versagen bei ϵ_p führen kann, bauen sich Querdruckspannungen auf, sobald die wirksame Querdehnung behindert wird. Das ist ab ca. 50 % von ϵ_{2p} der Fall. Der dann vorliegende zweiaxiale Spannungszustand hat eine höhere Festigkeit zur Folge.

Im Bild 5.10 ist die Größe dieser Querdruckspannung gezeigt. Zu einem Dehnungspfad mit noch kleineren Hauptdehnungsverhältnissen gehören Zugspannungen in Querrichtung. Im Modell wird die Druckfestigkeit nicht weiter abgemindert. Wegen der Querdehnung fallen die Hauptrichtungen für die Spannungen und die Dehnungen nicht zusammen.

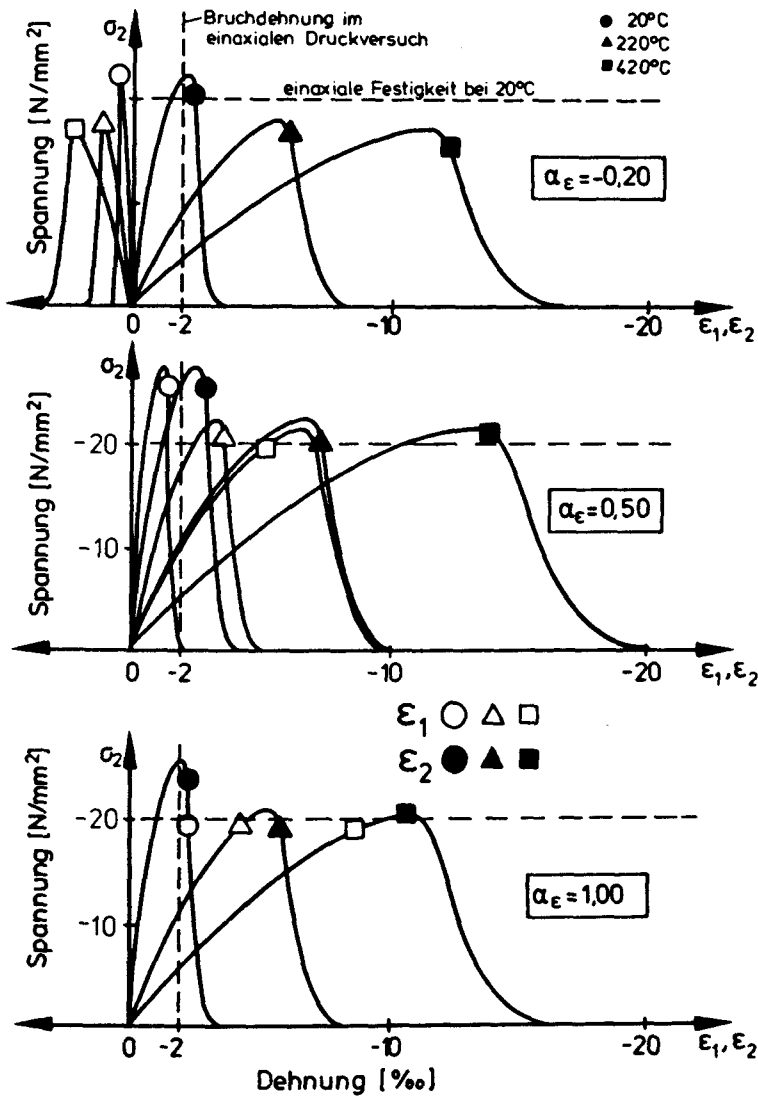


Bild 5.9: Beispiele für Beton-Arbeitslinien

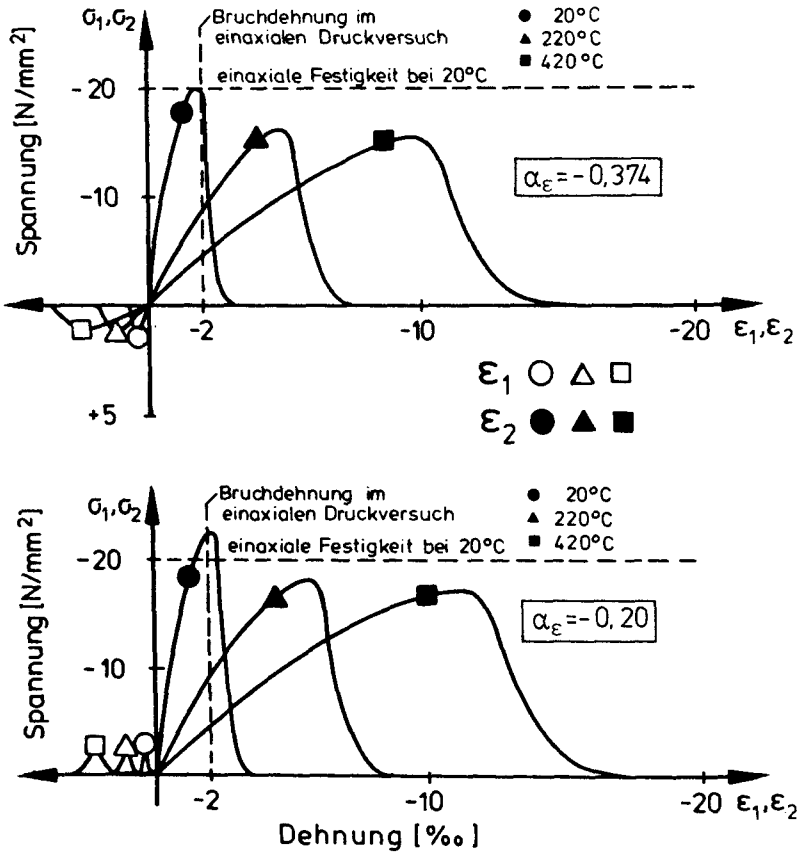


Bild 5.10: Spannungs/Dehnungs-Beziehungen von Beton
bei Steigerung der Stauchungen
mit konstantem Verhältnis der Hauptdehnungen

5.4 Spannungs/Dehnungs-Linie bei Zugbeanspruchung

Befindet sich eine oder beide Hauptrichtungen im Zugbereich, so finden für diese die folgenden Überlegungen Anwendung.

Bis hin zur Zugfestigkeit (von der Temperatur abhängig) wird mit Hilfe des E-Moduls bei der vorliegenden Temperatur die Zugspannung ermittelt. Überschreitet die spannungserzeugende Dehnung den zur Zugfestigkeit gehörenden Wert, dann erfolgt die Spannungsermittlung als mittlere Spannung eines gerissenen Bereichs gemäß dem abfallenden Ast der Arbeitslinie aus Bild 5.11.

Die Neigung des linear angenommenen Bereiches des "tension stiffening" kann beliebig vorgegeben werden.

Die Auswirkung der Berücksichtigung dieser Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen ist schematisch am Beispiel eines bewehrten Zugstabes dargestellt. Befindet sich der Beton im Zug/Zug-Bereich, so wird für beide Hauptrichtungen getrennt und unabhängig voneinander der Spannungs/Dehnungs-Zustand gemäß diesen Überlegungen bestimmt. Im Druck/Zug-Bereich beeinflussen sich im verwendeten Rechenmodell die beiden Hauptrichtungen ebenfalls nicht, sobald der Riß eingetreten ist. Dann wird für die gedrückte Richtung die Arbeitslinie für den Beton unter einaxialem Druck gemäß den Formulierungen von Punkt 2 bestimmt und für die gezogene Richtung die hier diskutierte.

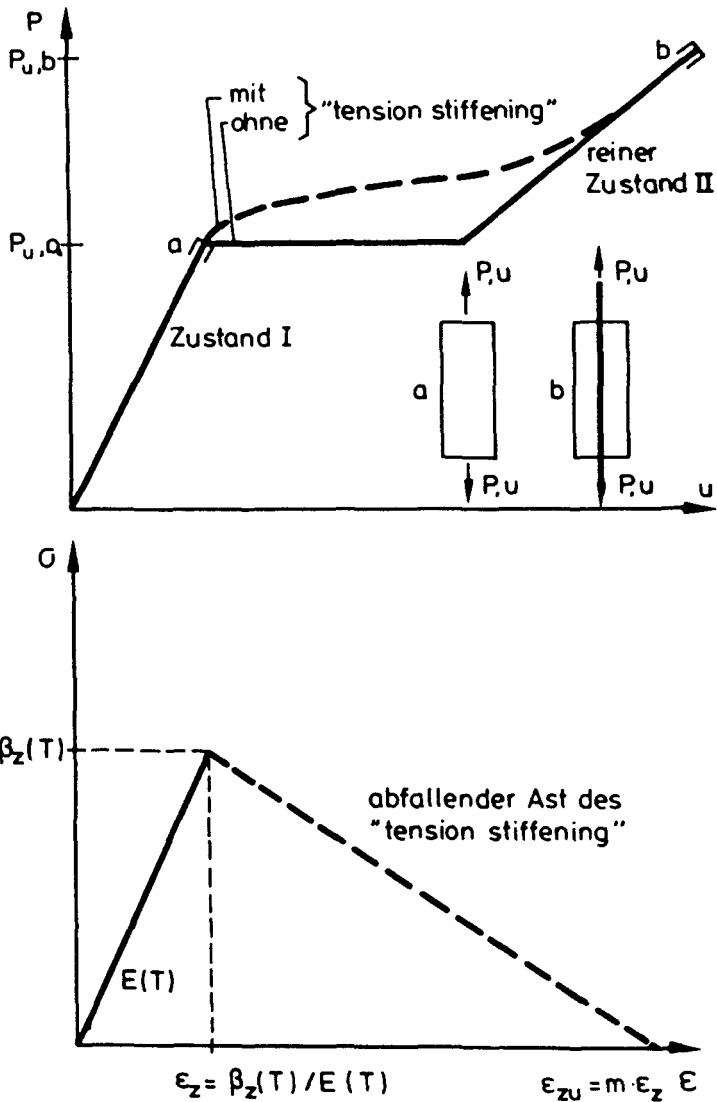


Bild 5.11: Rechengesetz für das Betonverhalten im Zug-Bereich und die Auswirkung auf das Bauteilverhalten

5.5 Zustandsbereiche

Für das vorliegende Beton-Gesetz werden Definitionen benötigt, die das Material den verschiedenen Beanspruchungsbereichen zuordnen. Die Trennungslinien sind im Zustands-Diagramm eingetragen (Bild 5.12). Alle denkbaren Dehnungszustände sind darin eindeutig einem Zustandsbereich zugeordnet. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, diese Definitionen in Abhängigkeit vom Dehnungszustand vorzunehmen.

Bei der Festlegung der Grenzlinien zwischen den verschiedenen Beanspruchungsbereichen wurden abweichend von dem wirklichen Materialverhalten folgende Vereinfachungen vorgenommen:

Die Querdehnzahl bleibt auch bei hohen Spannungsausnutzungen auf ihrem Anfangswert.

Als Folge davon wird zu einem Dehnungszustand, der einem Spannungszustand im einaxialen Druckversuch mit hoher Spannungsausnutzung entspricht, der Querrichtung bereits ein Riß zugeordnet.

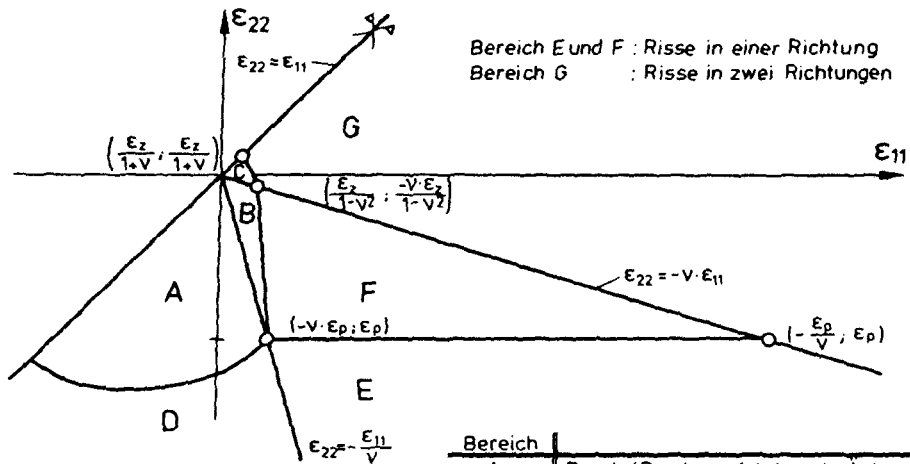
5.6. Besonders zu berücksichtigende Effekte

5.6.1 Allgemeines

Bei der Verwendung von Materialgesetzen bei stofflich nichtlinearen Bauteilberechnungen auf iterativem Wege werden innerhalb einer Laststufe bzw. eines Zeitschrittes für jede Iteration neue mechanische Beanspruchungen innerhalb der Querschnitte ermittelt.

Bei der iterativen Berechnung erfüllen alle Zustände bis auf den der letzten Iteration die statischen Gleichgewichtsbedingungen noch nicht mit der geforderten Genauigkeit und sind deshalb noch falsche Zustände. Es ist möglich, daß ein betrachteter Punkt bis zum Erreichen des Iterationszieles mehrere Bereiche im Zustands-Diagramm durchläuft.

Bild 5.12: Definition der Zustandsbereiche für den Beton



Bereich E und F : Risse in einer Richtung
Bereich G : Risse in zwei Richtungen

Rißbildung an den Grenzlinien
zwischen B und F
zwischen C und G

Bereich	
A	Druck / Druck aufsteigende Äste
B	Druck / Zug aufsteigende Äste
C	Zug / Zug aufsteigende Äste
D	Druck / Druck absteigende Äste
E	Druck / Zug absteigende Äste
F	Druck: aufsteigend, Zug: absteigend
G	Zug / Zug absteigende Äste

Die damit verbundenen Probleme sind Fragen der Numerik und nicht des Baustoffverhaltens, da es sich hierbei i. a. nicht um echte Materialbeanspruchungen handelt. In einem Grenzfall können ungerissene Fasern in der Iteration i mit ihrem Anteil zur thermisch bedingten mechanischen Beanspruchung für eine hohe Verformung des gesamten Querschnitts verantwortlich sein. Aus der Gesamtverformung des Bauteils folgt für die Iteration $i+1$ eine spannungserzeugende Dehnung, die hier Risse erzeugt. Für die nun folgende Iteration ist sowohl die Steifigkeit als auch die thermische Last reduziert. Je nach der Reaktion des Gesamtsystems auf die Summe solcher sprunghaften Veränderungen können solche Fasern nun wieder in den ursprünglichen Bereich der mechanischen Beanspruchung gelangen. Aus derartigen Vorgängen können sich alternierende Lösungen ergeben, die nie oder nur sehr langsam zum angestrebten Ergebnis führen. Geringere Unstetigkeiten denkbarer Spannungs/Dehnungs-Pfade wie etwa das Überschreiten des Druckspannungsmaximums führen zu ähnlichen Problemen. Be- und Entlastungszyklen innerhalb einer Laststufe werden mit geeigneten Maßnahmen zur Konvergenzbeschleunigung behandelt. In solchen Fällen kann die maximale Änderung des Steifigkeitsanteils vorgegeben werden. Auf diesen Punkt wird hier nicht näher eingegangen.

Die ermittelten Zustände am Ende des Iterationsvorganges geben im Gegensatz dazu jedoch die Zustände der Materialien wieder. Zwei Besonderheiten in der Entwicklung der Beanspruchung des Betons werden jedoch angesprochen:

5.6.2 Wechsel des Zustandsbereichs im Zustands-Diagramm

Beim Wechsel der Zustandsbereiche treten grundsätzlich besondere, zusätzliche Schwierigkeiten auf.

Jede Rißbildung erfordert die Umverteilung der Zugspannungen auf Nachbarmbereiche. Die zugehörige Richtungssteifigkeit sinkt drastisch und damit auch der entsprechende Beitrag zur thermisch induzierten Spannung.

Vereinfachend läßt das Programm es zu, daß sich Risse wieder vollständig schließen können.

Entspannungen vor Erreichen des Maximums der Druckspannungen erfolgen hyperelastisch, danach mit der vorhandenen Sekanten-Steifigkeit.

5.6.3 Änderung des Verhältnisses der Hauptdehnungen bzw. der Hauptspannungen

Alle Versuche, die für die vorgestellte Formulierung des Betonverhaltens herangezogen wurden, sind mit konstantem Verhältnis entweder der Hauptspannungen oder der Hauptdehnungen durchgeführt worden. Im Bauteil selbst wie auch bei der Rechnung können sich jedoch diese Werte ändern. Damit werden Spannungs- und Dehnungspfade begangen, die versuchsmäßig nicht untersucht worden sind.

Die Formulierung der Steifigkeit erfolgt in den Hauptrichtungen des Dehnungszustands. Das Material wird wie ein gedächtnisloser Werkstoff behandelt: Ausgehend vom zuletzt berechneten Beanspruchungszustand wird das Material beschrieben, ohne daß der Spannungs/Dehnungs-Pfad selber (also die Fortentwicklung der mechanischen Beanspruchung) Einfluß auf die Formulierung der dehnungs- und temperaturabhängigen Spannungswerte hat. Dies gilt solange der Bereich des Zustands-Diagramms nicht verlassen wird. Die Spannungsgeschichte wird also nicht berücksichtigt, obwohl als Ausgangswert für den Iterationsprozeß jeweils der zuletzt gefundene Zustand herangezogen wird. Innerhalb der Zustands-Bereiche ist der Beton hyperelastisch! Das Aufreißen hat geringe oder gar keine Änderung im Hauptdehnungsverhältnis zur Folge, während sich die Hauptspannungsrichtung um bis zu 90° drehen kann.

6. Geometrische Nichtlinearitäten

6.1 Gleichgewicht am verformten System

Bei brandbeanspruchten Biegebauteilen mit behinderter Längsverformung treten im allgemeinen gleichzeitig bedeutende Normalkräfte und Durchbiegungen auf. In solchen Fällen muß das Gleichgewicht der Kräfte am verformten System gebildet werden (Theorie II. Ordnung). Unter der Voraussetzung kleiner Verformungen wird dafür mit dem Prinzip der virtuellen Arbeiten eine zusätzliche symmetrische Initialspannungsmatrix \underline{K}_0 abgeleitet, die die Steifigkeit des Systems nun von der vorhandenen Längskraft abhängig macht.

$$\underline{K}_0 = \int_V 2 \cdot \underline{B}_{NL}^T \cdot E \cdot \underline{B}_{NL} dV$$

$$(\underline{K}_0 + \underline{K}_G) \cdot \underline{\varrho} = \underline{P} + \underline{P}_{0,0}$$

Zugkräfte erhöhen die Steifigkeit und vermindern die Durchbiegungen, während Druckkräfte die Steifigkeit vermindern. Grenzwert für die Druckkraft ist die Knicklast des Gesamtsystems.

Bild 6.1 zeigt prinzipiell das nichtlineare Last/Verformungs-Verhalten eines Plattenstreifens unter Druckbeanspruchung. Im Falle "a" ist eine äußere Last und im Falle "b" eine vollständig unterdrückte Anfangsdehnung ϵ_0 die untersuchte Beanspruchung. Mit einer geringen Störlast \underline{P}_v wird das Stabilitätsproblem in ein Spannungsproblem umgewandelt. Die Biegelinie aus \underline{P}_v allein enthält die erste Knickfigur. Aus dem Diagramm wird deutlich, daß die Durchbiegung bei hohem Drucklastniveau überproportional mit der Druckbeanspruchung wächst, von der Störlast hängt sie direkt proportional ab. Alle Kurven laufen asymptotisch auf den Grenzwert (die Knicklast) zu. Beim Erreichen der Knicklast wird das zu lösende Gleichungssystem singulär und ein Stabilitätsversagen wird damit angezeigt.

Für die Berechnung der Initialspannungsmatrix muß die Matrix \underline{B}_{NL} bekannt sein. Mit Hilfe von \underline{B}_{NL} werden die Dehnungen in zweiter Näherung aus den Biegeverformungen ermittelt. Sie hängt jedoch direkt vom Verformungszustand selber ab, und darum muß die Lösung auf iterativem

Wege gefunden werden (auch bei linear elastischem Materialverhalten).

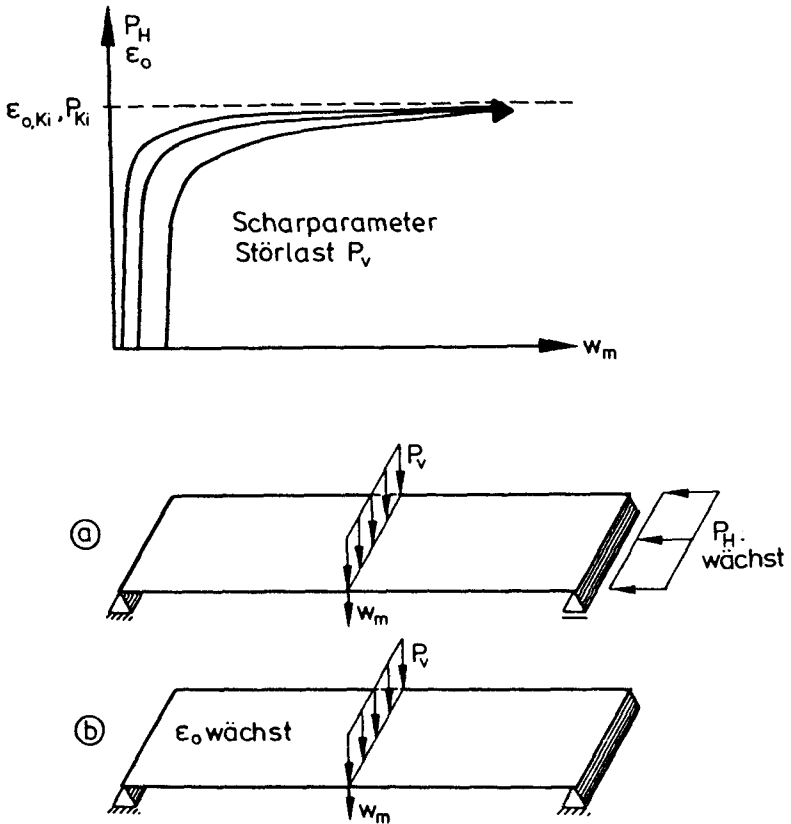


Bild 6.1: Last/Verformungs-Beziehungen bei Biegung mit Längsdruck unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung

6.2 Berücksichtigung großer Rotationen

Die vollständige Untersuchung der virtuellen Änderung eines Verzerungszustandes führt zu den Integralen

$$\underline{K}_1 = \int_V (2 \cdot \underline{B}_{NL}^T \cdot \underline{\epsilon} \cdot \underline{B} + \underline{B}^T \cdot \underline{\epsilon} \cdot \underline{B}_{NL}) dV$$

$$\text{und } \underline{P}_1 = \int_V 2 \cdot \underline{B}_{NL}^T \cdot \underline{\epsilon}_0 dV$$

Erst bei großen Rotationen wird \underline{B}_{NL} so groß, daß diese Werte Einfluß auf das Rechenergebnis gewinnen. Da die Matrix \underline{K}_1 unsymmetrisch ist, wird sie zusammen mit den Verformungen aus dem vorangegangenen Iterationsschritt gemeinsam mit dem Vektor \underline{P}_1 auf der Lastseite des Gleichungssystems berücksichtigt:

$$(\underline{K}_0 + \underline{K}_1) \cdot \underline{Q}_1 = \underline{P} + \underline{P}_{0,0} + \underline{P}_{1,0} - \underline{K}_1 \cdot \underline{Q}_{1-1}$$

Die Auswirkungen der so erweiterten Gleichgewichtsbeziehung auf das rechnerische Systemverhalten zeigt Bild 6.2 im Vergleich zu dem Ergebnis einer Berechnung ohne Berücksichtigung von großen Rotationen. Der an beiden Enden gelenkig und unverschieblich gelagerte Biegebalken biegt sich rechnerisch weniger stark durch, wenn er mit Berücksichtigung großer Rotationen untersucht wird. Bei Platten entsteht dieser Effekt auch bei frei verschieblichen Rändern.

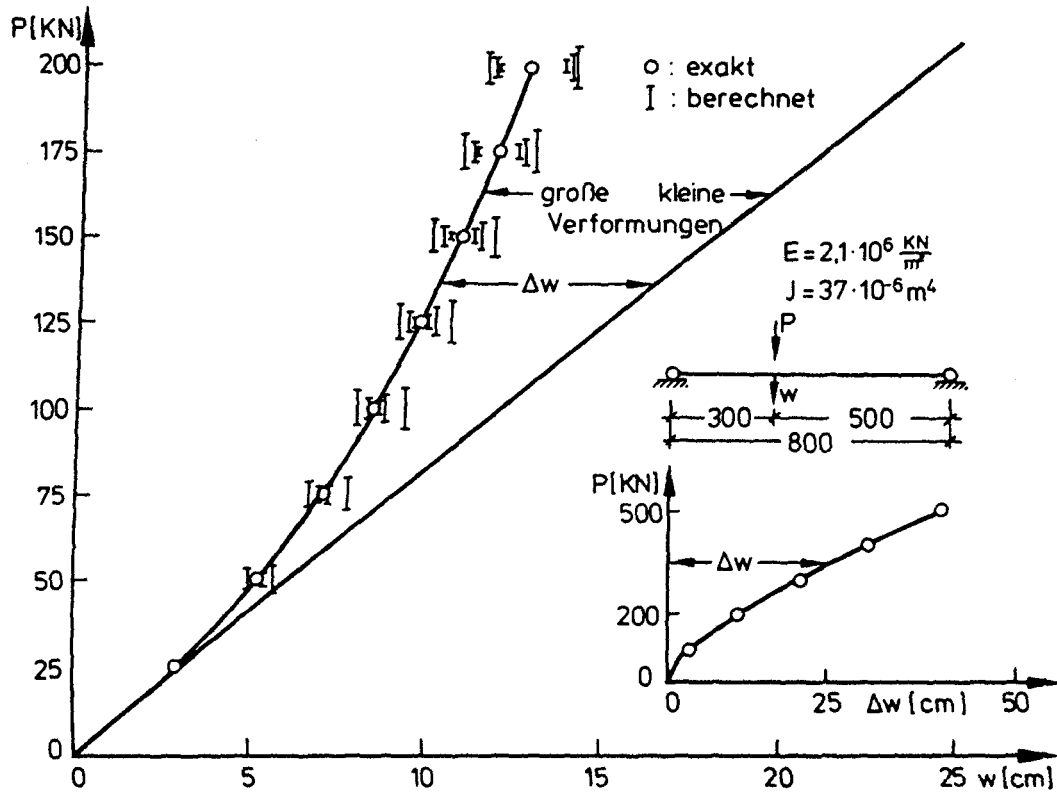
Hier entstehen

$$\underline{\epsilon}_{NL} = \underline{B}_{NL} \cdot \underline{Q}$$

$$\underline{\epsilon}_{NL} = \begin{Bmatrix} \frac{1}{2} \cdot w_x^2 \\ w_{x,y} \cdot w_{x,y} \\ \frac{1}{2} \cdot w_y^2 \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \cdot \begin{Bmatrix} w_{x,y} \cdot w_{x,y} \\ w_{x,y} \cdot w_{x,y} + w_{x,y} \cdot w_{x,y} \\ w_{x,y} \cdot w_{x,y} \end{Bmatrix}$$

stets Dehnungen, die zusammen mit dem angenommenen Hooke'schen Materialverhalten zu steifigkeitssteigernden Zugkräften (siehe 6.1) führen. Einen Eindruck von den Größenordnungen der hier wirksamen Größen vermittelt Bild 6.3.

Bild 6.2: Last/Verformungs-Beziehung bei Biegung mit Längszug
unter Berücksichtigung der Theorie III. Ordnung



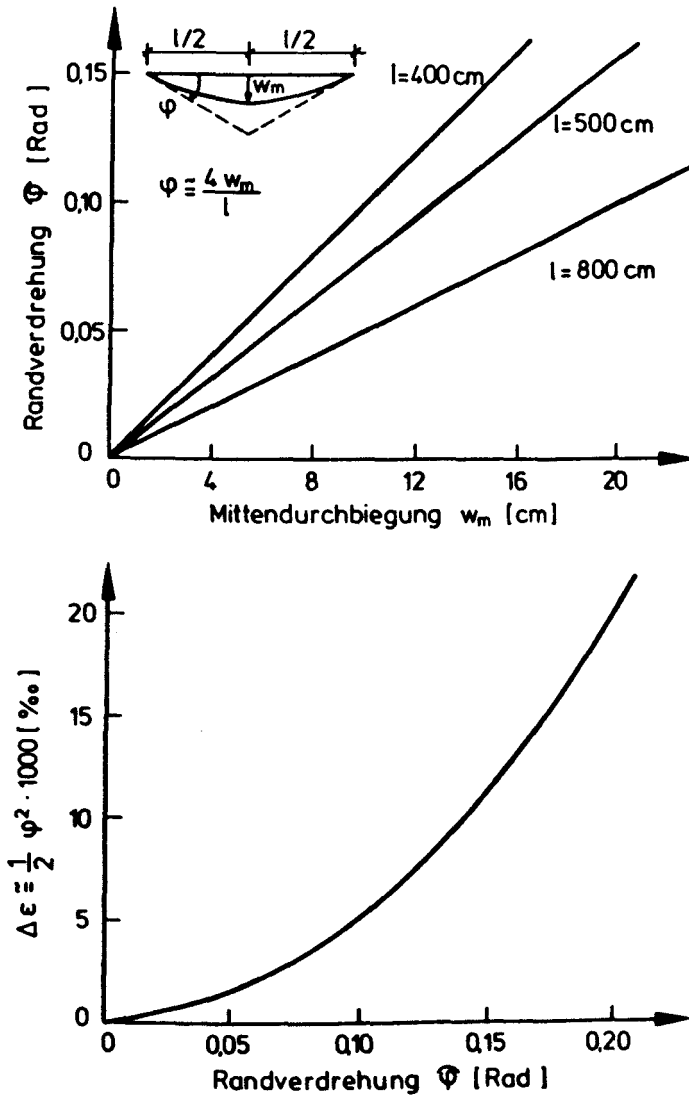


Bild 6.3: neigungsabhängiger Dehnungsanteil

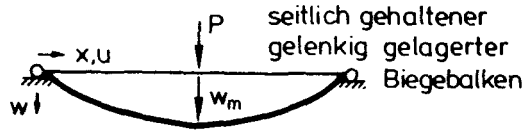
Aus Gleichgewichtsgründen muß im gesamten Biegestab die Normalkraft gleichgroß sein. Die Veränderung des nichtlinear von der Stabverdrehung abhängigen Dehnungsfeldes muß von zusätzlichen Dehnungen aus dem Verschiebungsfeld kompensiert werden. Im vorliegenden Beispiel treten also auch Verschiebungen auf, sobald große Rotationen berücksichtigt werden. Das Bild 6.4 veranschaulicht diese Zusammenhänge. Da im Bereich eines finiten Elementes die Biegeverformungen mit einem Polynom 5ten Grades und die Verschiebungen mit einem Polynom 2ten Grades angenähert werden, ergeben sich für die ortsabhängigen Zusatzdehnungen Funktionen einmal als gerades Polynom 8ten Grades und zum anderen als Geradenstück.

Im Bild 6.2 ist die Konvergenz des Rechenverfahrens mit angedeutet. Neben der als Kreis eingetragenen exakten Lösung /14, 15/ sind die berechneten Werte der maximal 6 Iterationen als Striche eingezeichnet (längster Strich gehört zur ersten Iteration). Das Verfahren hat eine alternierende Konvergenz. Je größer die Laststufen sind, desto langsamer wird die exakte Lösung der einzelnen Laststufe erreicht. Bei zu großen Lastschritten für dieses Beispiel können die Lösungen der einzelnen Iterationen wechseln zwischen der Biegelinie nach der Theorie der kleinen Rotationen und dem nicht durchgebogenen Balken. Mit hinreichend kleinen Laststufen kann das Beispiel von Bild 6.2 bis zu jedem beliebigen Lastniveau gerechnet werden.

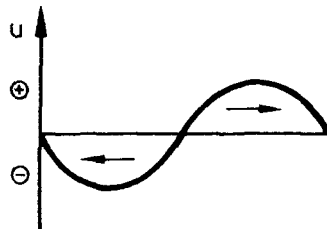
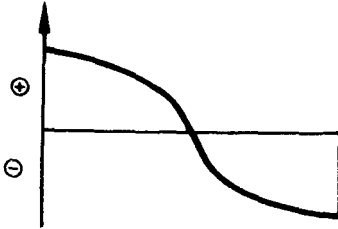
Anwendungsgrenzen zeigt das Beispiel vom Bild 6.5 auf:

Der seitlich unverschieblich gelagerte Biegebalken erhält eine wachsende Anfangsdehnung ϵ_0 . Bereits aus den Betrachtungen des Abschnittes 6.1 ist die Entwicklung der Durchbiegung und der Zwangdruckkraft nach der Theorie II. Ordnung bekannt. Die Dehnungsanteile aus der Theorie III. Ordnung führen jedoch zu einer Entspannung des Systems bis hin zu einem vollständigen Abbau der Zwangskraft. Ab einer bestimmten Durchbiegung rufen beliebige weitere Steigerungen der Anfangsdehnung nur noch spannungslose Verformungen hervor. Da für die eigenen Berechnungen stets die unverformte Geometrie das Bezugssystem ist und die Sekantenmethode als Iterationsverfahren verwendet wird bricht in diesem Anwendungsfall die Rechnung beim Erreichen der maximalen Längsdruckkraft im Stab ab. Eine Verformungszunahme bei gleichzeitiger Verringerung der Spannungsbeanspruchung und linear elastisch-

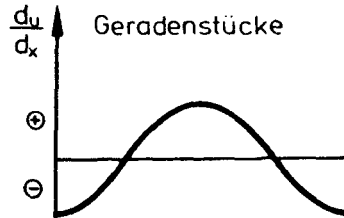
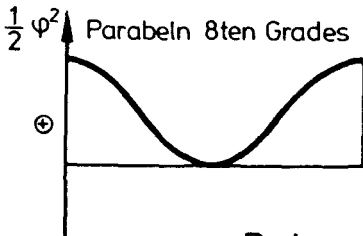
schem Material (das Durchschlagen des Systems als ein klassisches Spannungsproblem 3ter Ordnung) kann vom Programm nicht simuliert werden.



$$d_w/d_x = \varphi_x$$



Verformungsgrößen



Dehnungsanteile

$$\Delta \epsilon = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \varphi_x^2$$

Summe der Zusatzdehnungen ist vom Ort unabhängig

Bild 6.4: Auswirkungen der Berücksichtigung großer Rotationen auf Verformungen und Dehnungen

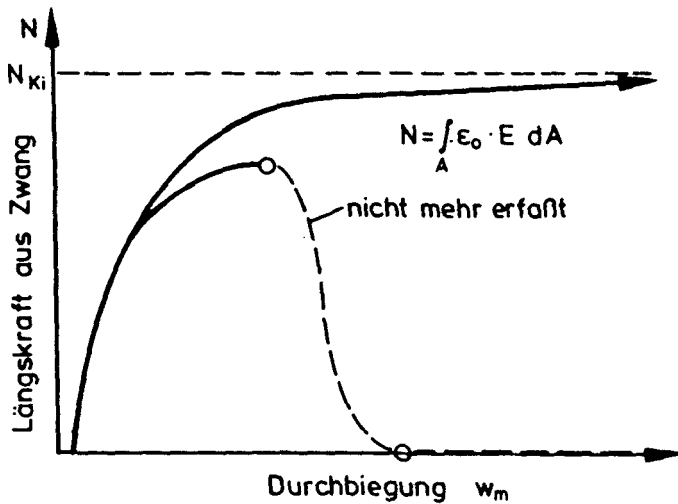
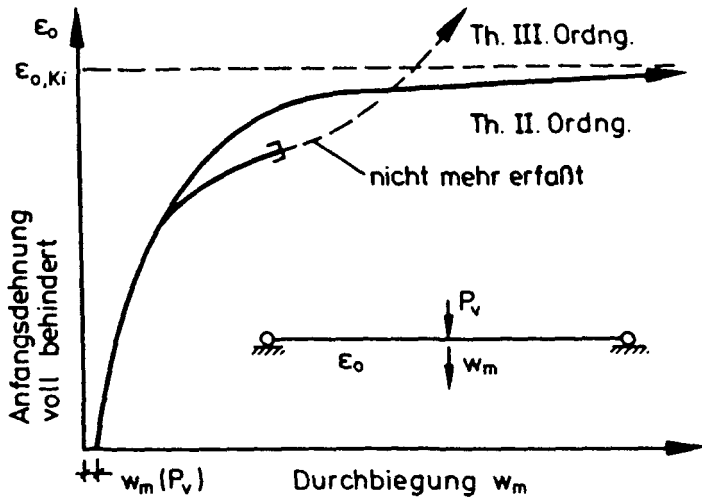


Bild 6.5: vom Programm nicht mehr erfaßtes Durchschlagsproblem im Vergleich zur Lösung nach der Theorie II. Ordnung

6.3 Zusammenfassung

Im allgemeinen verformen sich Biegebauteile unter Brandbeanspruchung so stark, daß die Länge des verkrümmten Bauteils deutlich größer ist als dessen Sehne. Bei Vernachlässigung dieser Tatsache werden sämtliche Dehnungen zu gering (bzw. sämtliche Stauchungen zu groß) ermittelt und die sich daraus ergebenden Spannungen liegen zu weit auf der Druckseite. Solange diese Abweichungen gering sind bezogen auf die Genauigkeit der nichtlinearen temperaturabhängigen Arbeitslinien der Baustoffe können sie ohne weiteres hingenommen werden.

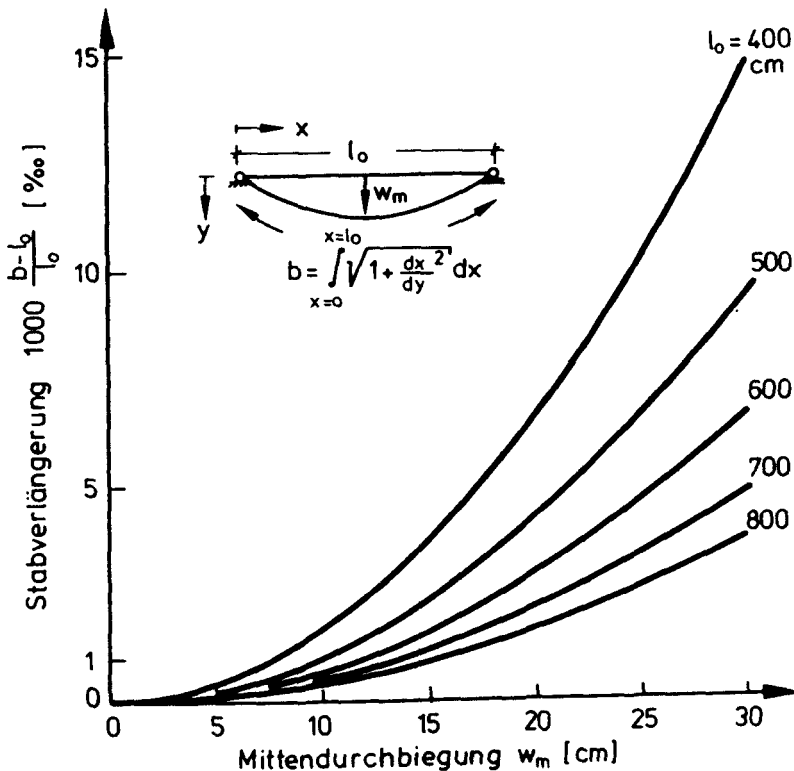


Bild 6.6: Verlängerung eines durchgebogenen Stabes gegenüber seiner unverformten Sehne

Bei einer nichtlinearen Temperaturverteilung im Querschnitt erzeugen gleiche Dehnungsveränderungen in den kälteren Schichten jedoch höhere Spannungsunterschiede als in der wärmeren Schichten. Besonders groß sind die Abweichungen bei relativ kalten Betonschichten, wenn diese durch die Beachtung großer Rotationen aus dem Druckbereich herausfallen und sogar in den gerissenen Zustand übergehen können. Für Berechnungen, bei denen der Einfluß großer Verformungen vernachlässigt wird, sollte eine Abschätzung der verformungsabhängigen Bogenlänge erfolgen, um eine Vorstellung über die Größenordnung dieser Stabverlängerung zu erhalten. Im Bild 6.6 sind solche Werte für unterschiedlich lange sinusförmige Biegelinien angegeben.

7. Literatur

- / 1/ Haksever, A. Das Tragverhalten von vierseitig gelagerten
 Wesche, J. Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung
 nach der Fließgelenktheorie,
 Beitrag im Arbeitsbericht 1978 - 80
 des SFB 148 der TU-Braunschweig, 1980
- / 2/ Wesche, J. Brandverhalten von Stahlbetonplatten
 im baupraktischen Einbauzustand,
 Dissertation, Technische Universität
 Braunschweig, 1985
- / 3/ Mehlhorn Berechnung von dünnen Stahlbetonplatten bei
 Berücksichtigung eines wirklichkeitsnahen
 Werkstoffverhaltens,
 unveröffentlichtes Vorexemplar des Abschluß-
 berichtes, TH-Darmstadt, 1977
- / 4/ Haksever, A. Rechnerische Untersuchungen zum Brandverhalten
 allseitig frei aufgelagerter Stahlbetonplatten,
 Beitrag im Arbeitsbericht 1975 - 77
 des SFB 148 der TU-Braunschweig, 1977
- / 5/ Haksever, A. Ein Rechenmodell zur Beschreibung des
 Verhaltens von Gesamtbauwerken und Bauwerks-
 abschnitten im Brandfall,
 Beitrag im Arbeitsbericht 1978 - 80
 des SFB 148 der TU-Braunschweig, 1980
- / 6/ Wiese, J. Rechnerische Untersuchungen zum Trag- und
 Verformungsverhalten brandbeanspruchter
 Stahlbetonplatten,
 Beitrag im Arbeitsbericht 1981 - 83
 des SFB 148 der TU-Braunschweig, 1983
- / 7/ Walter, R. Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken
 Berechnung des inneren Zwanges mit einem

Scheibenmodell

Dissertation, TU-Braunschweig, 1981

- / 8/ Ehm, C. Ergebnisprotokoll biaxialer Hochtemperatur-
druckfestigkeitsmessungen,
unveröffentlicht, persönlich überreicht 1983
- / 9/ Ehm, C. Versuche zur Festigkeit und Verformung von
Beton unter zweiachialer Beanspruchung und
hohen Temperaturen,
Dissertation, TU-Braunschweig, 1986
- /10/ Ehm, C. Ergebnisprotokoll biaxialer Warmkriech-
untersuchungen,
unveröffentlicht, persönlich überreicht 1985
- /11/ Kupfer, H. Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger
Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der
zweiachsigen Beanspruchung,
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, H. 229, 1973
- /12/ Schneider, U. Hochtemperaturverhalten von Festbeton -
Diederichs, U. Formulierung von Materialgleichungen zur
Weiß, R. Beschreibung des Hochtemperaturverhaltens,
Beitrag im Arbeitsbericht 1975 - 77
des SFB 148 der TU-Braunschweig, 1977
- /13/ Zienkiewicz, O. The Finite Element Method in Eng. Science,
McGraw-Hill, London, 1971
- /14/ Ramm, E. Geometrisch nichtlineare Elastostatik
und finite Elemente,
Habilitation, Universität Stuttgart 1976
- /15/ Scholz, H. Verfahren zur iterativen Berechnung von ebenen
Stabwerken unter Berücksichtigung großer
Verformungen und der Dehnsteifigkeit,
Der Stahlbau 10/ 1979, S. 306 bis 311

8. Formelzeichen

geometrische Größen

x, y, z	kartesische Koordinaten
u, v, w	Verschiebungen in x-, y-, z-Richtung
φ_x, φ_y	Rotation in x-, y-Richtung
e	Exzentrizität, Abstand in pos. z-Richtung von m
m	Platten-Mittenebene
S	Schwerpunkt

Vektoren und Matrizen

\underline{B}	Zusammenhang zw. Verformungen und Dehnungen
\underline{K}	Steifigkeit
\underline{P}	Belastung
\underline{w} und $\underline{\phi}$	Weggrößen
\underline{T}	Transformationen

Indices

exz	bezogen auf das lokale, exzentrische Koordinatensystem
gl	bezogen auf das globale, zentrische Koordinatensystem
H	horizontal
L, NL	linearer, nichtlinearer Zusammenhang
Ki	Stabilitätsversagen
m	Mitte
P	für den Lastvektor
u	Bruch, Versagen
V	vertikal
W	für den Weggrößenvektor
z	Zug
$\cdot_x \cdot_y$	partielle Ableitung in x-, y-Richtung
0	Anfangs-, Ursprungs-....
$1, 2$	Hauptbeanspruchungs-Richtungen

Materialkenngrößen

σ	Spannung
ϵ	Dehnung
E	Elastizitäts-Modul
β_p	Prismen-Druckfestigkeit des Betons
ν und μ	Querdehnzahl
α	Verhältnis der Hauptwerte entweder der Spannungen oder der Dehnungen

Die Behandlung des Platten-Scheiben-Problems mit ADINA
- Ein Erfahrungsbericht -

von
Dipl.-Ing. Michael Kiel

Inhaltsverzeichnis

1 EINLEITUNG.....	3
2 GEOMETRIE.....	4
2.1 ELEMENTTYP.....	4
2.1.1 Plattenelement.....	5
2.1.2 Dünnes-Schalen-Element.....	6
2.1.3 Dreidimensionales Kontinuumselement.....	6
2.1.4 Zweidimensionales Kontinuumselement.....	8
2.1.5 Dreidimensionales Fachwerkelement.....	8
2.2 GEOMETRISCHE NICHTLINEARITÄT.....	8
3 MATERIALGESETZ.....	9
3.1 BETON.....	9
3.2 STAHL.....	12
4 ELEMENTTYP - MATERIALGESETZ - KOMBINATION.....	13
5 EIGENSCHAFTEN DES MODELLS.....	17
5.1 Beispiel einfach gelagerter Balken.....	17
5.2 Beispiel Scheibe.....	19
6 NACHRECHNUNG VON PLATTENVERSUCH Q1-83.....	23
7 ZUSAMMENFASSUNG.....	27
Literaturverzeichnis.....	29

1 EINLEITUNG

ADINA ist ein Finite-Element-Programm zur nichtlinearen Analyse statischer und dynamischer Kontinua. Es bietet neben einer großen Anzahl unterschiedlicher Elemente die Möglichkeit, beliebige Materialgesetze einzuführen. Die vorliegende Untersuchung sucht die Frage zu klären, inwieweit ADINA zur rechnerischen Begleitung der Platten-Scheibenversuche des Teilprojekts A2 im SFB 148 geeignet ist. Sollte das Rechenprogramm vom Experiment bestätigt werden, könnte dieses zur versuchsunabhängigen Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonplatten im Brandfall dienen.

Ziel der Platten-Scheibenversuche von A2 ist es, das Trag- und Verformungsverhalten teilweise beflamelter Stahlbetonplatten unter Dehnungsbehinderung zu erforschen. Aus rechentechnischer Sicht ist dieses Problem folgendermaßen gekennzeichnet:

- das Bauteil ist aus Beton, eben, flächenartig und dünn im Vergleich zu seinen beiden anderen Abmessungen
- in der Plattenebene treten neben Biegemomenten auch Normalkräfte auf,
- der Versuchskörper hat Vouten am Rand zur Einleitung der exzentrisch angreifenden Normalkräfte,
- die Temperaturverteilung senkrecht zur Plattenebene ist nichtlinear,
- die Temperaturverteilung in der Plattenebene ist nahezu konstant,
- die Platte besitzt ein orthogonales Bewehrungsnetz in zwei Lagen,
- das Materialverhalten von Beton und Bewehrung ist nichtlinear und
- das Materialverhalten wird durch die Temperatur beeinflusst.

Diese Untersuchung versucht zu klären, ob obige Bedingungen mit dem Rechenprogramm ADINA sachgerecht zu erfüllen sind.

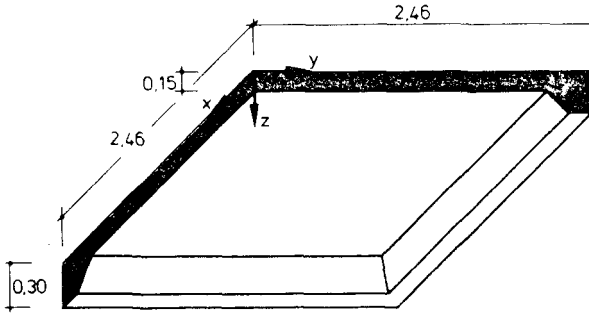


Bild 1: Versuchskörper

2 GEOMETRIE

2.1 ELEMENTTYP

In ADINA sind drei Elementtypen implementiert, die die Strukturanalyse von Platten erlauben:

- das 3-Knoten Plattenelement (Platten-Schalen-Element)
- das isoparametrische, dünne Schalenelement und
- das dreidimensionale Kontinuumselement.

Zur Modellierung des Verhaltens der orthogonalen Netzbewehrung können gegebenenfalls folgende Elementtypen eingesetzt werden:

- das zweidimensionale Kontinuumselement und
- das dreidimensionale Fachwerkelement.

Die verschiedenen Elementtypen können in ADINA beliebig kombiniert werden. Nicht alle Materialgesetze sind jedoch für alle Elemente verfügbar. Dieser Umstand erfordert zu einem späteren Zeitpunkt noch eine genauere Betrachtung. Im folgenden sollen nun die einzelnen Elemente auf ihre Eignung zur Modellierung des gegebenen Versuchskörpers hin untersucht werden.

2.1.1 Plattenelement

Das Plattenelement bietet die Möglichkeit sowohl den Einfluß der Verkrümmung als auch den Einfluß der Längsdehnung zu betrachten. In den drei Knoten wird die Verträglichkeit für die Weggrößen u , v , w , $\phi(x)$, $\phi(y)$ und $\phi(z)$ gewährleistet. Damit sind genügend Koeffizienten vorhanden, um auf den Rändern des Dreiecks ein Polynom dritten Grades eindeutig zu bestimmen. Hinsichtlich der Normalableitung stehen jedoch nur zwei Koeffizienten auf jedem Rand zu Verfügung. Demzufolge ist die Normalableitung am Rand linear. Zur Modellierung des gegebenen Versuchskörpers bietet das Plattenelement demnach nahezu ideale Voraussetzungen.

Allerdings weist der Versuchskörper am Rand Vouten zur Aufnahme der exzentrisch angreifenden Normalkräfte auf, die einen

erheblichen Einfluß auf die Durchbiegung haben. Diese Vouten könnten sehr wohl mit einem Plattenelement diskretisiert werden, wenn in ADINA die Möglichkeit bestünde, eine Querschnittsbezugsebene abweichend von der Mittelebene zu formulieren. Wenn Querschnittsbezugsebene und Mittelebene zusammenfallen, läßt sich zwar die Plattendicke so eingeben, daß das gleiche Trägheitsmoment entsteht, wie bei der einseitigen Voute, die ermittelten Spannungen sind jedoch falsch, was bei nichtlinearem Materialverhalten nicht hingenommen werden kann.

Ansonsten stellt das Plattenelement eine ökonomische Diskretisierungsmöglichkeit dar, weil die Anzahl der Knotenvariablen genau auf das vorhandene Problem abgestimmt ist.

2.1.2 Dünnes-Schalen-Element

Das Dünne-Schalen-Element unterscheidet sich vom Platten-Schalen-Element vor allem durch die variable Anzahl von Knoten. Dadurch wird eine bessere Flexibilität des Elementes bei der Anpassung an komplizierte geometrische Randbedingungen erzielt. In Bezug auf die Nachrechnung der Plattenversuche von A2 hat dies jedoch keine Bedeutung, da die geometrische Gestalt der Versuchskörper in der Ebene einfach ist. Der in der Beschreibung von ADINA /1/A.41 vorgeschlagene Weg zur kontinuierlichen Verbindung von Kontinuums- und Dünne-Schalen-Element ist leider nur im Ebenen, d.h. in der Plattenebene gangbar, nicht aber senkrecht zur Plattenebene (siehe /1/A.41).

2.1.3 Dreidimensionales Kontinuumsselement

Das dreidimensionale Kontinuumsselement hat 8 bis 21 Knoten zur Beschreibung seiner Geometrie. Diese Knoten haben Freiheitsgrade in den Richtungen u, v und w . Das daraus entstehende 8-Eck kann zu einem Prisma mit dreieckigem Grundriß sowie zu einem Tetraeder entarten. Die Oberflächen sind im unverformten Zustand

eben oder gemäß einer Fläche 2-ter Ordnung gekrümmt, je nachdem wieviele Knotenpunkte zu ihrer Beschreibung herangezogen werden können.

Damit lassen sich (theoretisch) alle denkbaren Körper modellieren. Insbesondere läßt sich die Voutenform bei dem gegebenen Versuchskörper einwandfrei darstellen. Der Einfluß der Voute auf die Durchbiegung wurde untersucht. Die Ergebnisse sind auf Bild 2 dargestellt. Es wurden lediglich Kräfte senkrecht zur Plattenebene angesetzt.

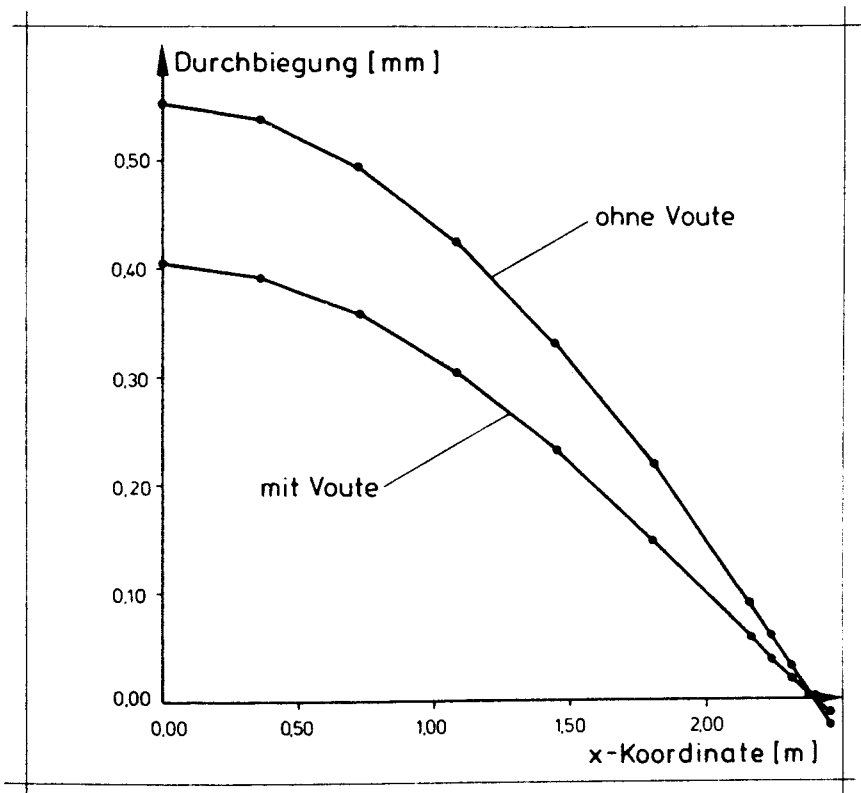


Bild 2: Einfluß der Voute auf die Durchbiegung, rechnerisch mit dem dreidimensionalen Kontinuumsэлеment

2.1.4 Zweidimensionales Kontinuumsselement

Das zweidimensionale Element hat 4 bis 8 Knoten und eignet sich zur Modellierung von orthogonalen Bewehrungsnetzen. Man muß jedoch darauf achten, ein orthotropes Materialgesetz zu verwenden, das keine Schubsteifigkeit aufweist.

2.1.5 Dreidimensionales Fachwerkelement

Das Fachwerkelement eignet sich besonders zur Modellierung einzelner Bewehrungsstäbe.

2.2 GEOMETRISCHE NICHTLINEARITÄT

Alle bisher aufgeführten Elemente erlauben grundsätzlich die Berücksichtigung der geometrischen Nichtlinearität. Hierbei müssen jedoch einige Unterschiede beachtet werden.

Es gibt grundsätzlich zwei Formulierungen der geometrischen Nichtlinearität:

- die totale Lagrange'sche Formulierung und
- die aktualisierte Lagrange'sche Formulierung.

Die totale und die aktualisierte Lagrange'sche Formulierung ist im Hinblick auf das Endergebnis bei den vorliegenden Versuchskörpern gleichwertig. Das aktualisierte Verfahren hat Vorteile bei Starrkörperbewegungen, die hier aber nicht auftreten.

Bei der Analyse der Stabilität des Systems ist zu unterscheiden zwischen dem sog. Tangentenverfahren und dem sog. Sekantenverfahren. Während beim Tangentenverfahren die Stabilität dadurch nachgewiesen wird, daß der kleinste Eigenwert der Systemmatrix größer als Null ist, kann man beim Sekantenverfahren

nur aus der Monotonie des Iterationsverlaufes auf die Stabilität des Systems schließen. Das erstgenannte Verfahren wird im Prinzip bei ADINA angewandt.

Die zugrundegelegte Matrix wird aber während der Iteration innerhalb eines Zeitschrittes nicht aktualisiert, sodaß man sie eigentlich besser als Sehnennmatrix bezeichnen muß. Die Eigenwertmethode zur Bestimmung der Systemstabilität kann daher nur zu Beginn der Iteration angewandt werden.

In ADINA werden, wie in anderen vergleichbaren Elementprogrammen auch, die Materialeigenschaften und die Systemeigenschaften integriert. Es ist daher vom Programm her nicht möglich, zwischen Materialeinflüssen und Systemeinflüssen zu differenzieren. Insbesondere ist es nicht möglich, zwischen materialbedingter Instabilität und systembedingter Instabilität zu unterscheiden.

3 MATERIALGESETZ

3.1 BETON

Ein dem Beton ähnliches Materialgesetz ist in ADINA im zwei- und dreidimensionalen Kontinuumsselement implementiert. Es stammt von Bathe-Ramaswamy /2/ und ist definiert durch:

- eine einachsiale Arbeitslinie, (vgl. Bild 3)
- vom Spannungsverhältnis abhängige, differenzierte Versagenskurven im negativen Oktanten des dreidimensionalen Spannungsraums,
- lineare Verbindung der negativen Achswerte der Bruchspannung mit der Zugfestigkeit,
- nach Reißbildung bzw. Druckversagen differenzierte Modifikation der Steifigkeitsmatrix und

- bei Entlastung linearer Elastizität mit Ursprungsmodul.

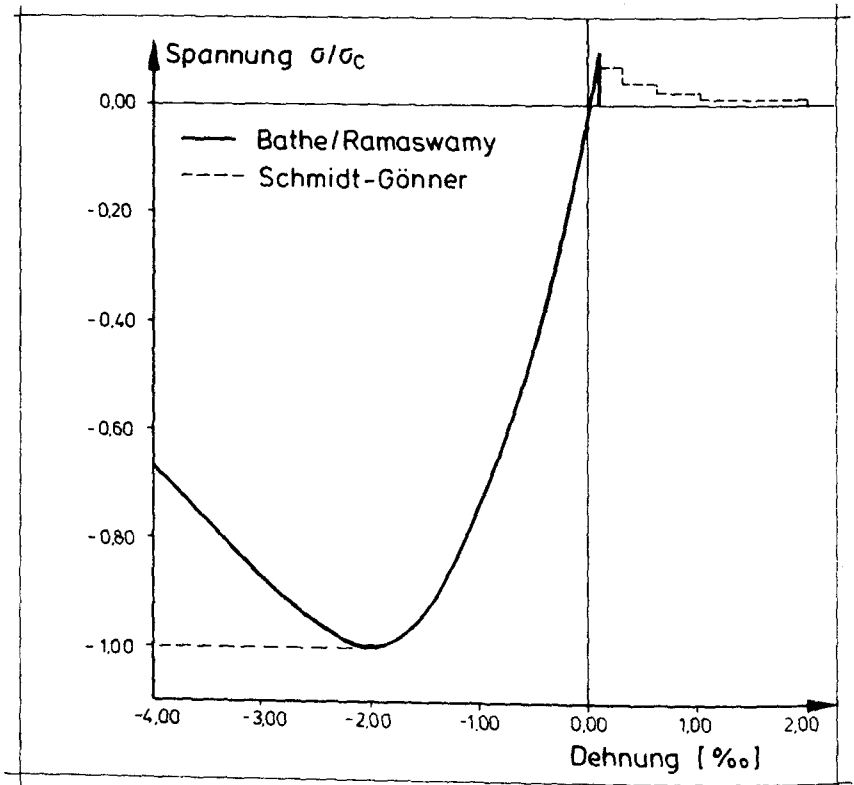


Bild 3: Arbeitslinie nach Bathe-Ramaswamy /2/ und Schmidt-Göner /3/

In Verbindung mit dem Eingabeprozedur von ADINA besteht keine Möglichkeit, ein temperaturabhängiges Materialverhalten nachzubilden. Dies liegt aber nicht an dem Materialgesetz selbst, sondern, wie gesagt, an der Eingabeprozedur, die nicht die erforderlichen Variablen hierfür enthält. Sonst ist das Betongesetz sehr flexibel und erlaubt durch Eingabe folgender Parameter

- Ursprungsmodul,

- Querkontraktionszahl,
- Maximalwert der einachsialen Festigkeit,
- zugeh. Dehnung,
- einachsiale Bruchfestigkeit,
- zugeh. Dehnung und
- einachsiale Zugfestigkeit

eine Anpassung an fast alle denkbaren Randbedingungen.

Man sollte es jedoch nicht versäumen, sich nach Wahl der Parameter vom wunschgemäßen Verlauf der Arbeitslinie zu überzeugen. Unter bestimmten Bedingungen kann es nämlich vorkommen, daß im ansteigenden Ast der Arbeitslinie eine Gegenkrümmung auftritt. Dies muß dann durch eine Änderung des eingegebenen Ursprungsmoduls oder der charakteristischen Festigkeit/Dehnung korrigiert werden.

In der auf der Braunschweiger Hochschulrechenanlage installierten ADINA-Version ist aber noch eine Weiterentwicklung des genannten Gesetzes enthalten. Sie stammt von Schmidt-Gönner /3/.

Die wesentlichen Änderungen gegenüber dem Original sind:

- nach Erreichen der Zugfestigkeit hat die Arbeitslinie einen abfallenden Ast,
- nach Erreichen der Druckfestigkeit bleibt die Spannung konstant und
- in Abhängigkeit von einigen Variablen kann eine nicht-lineare Schubübertragung am Riß formuliert werden.

Die Schubübertragung am Riß spielt hier keine entscheidende Rolle, wohl aber die Art Mitwirkung des Betons nach Überschreiten der Zugfestigkeit. Während in /2/ angenommen wird, daß nach Aufreißen des Betons ein abrupter Spannungsabfall auf Null

eintritt, wird in /3/ nach der Rißbildung ein allmählicher Spannungsabfall in drei Stufen gewählt. Dies ist sicher besser als die Lösung /2/, hat aber immer noch den Nachteil, daß die Arbeitslinie unstetig ist und deshalb die Integrale über die Steifigkeit eigentlich nicht definiert sind.

3.2 STAHL

Eine brauchbare Anpassung an das Materialverhalten von Stahl erfordert zumindest die Berücksichtigung der Elastoplastizität. Sowohl für das zweidimensionale Kontinuums-Element, als auch für das Fachwerkelement sind solche Gesetze in ADINA verfügbar.

Zur Modellierung einer orthogonalen Netzbewehrung muß jedoch noch die Forderung nach der Orthotropie aufgestellt werden. Diese kann im 2-D-Element jedoch nur in Verbindung mit einem rein elastischen Gesetz formuliert werden. Außerdem weist das elastoplastische Gesetz immer auch eine Schubsteifigkeit auf, die man einem orthogonalen Bewehrungsnetz nicht zubilligen kann. Damit scheidet das 2-D-Element zur Modellierung eines orthogonalen Bewehrungsnetzes aus.

Es bleibt also nur das Fachwerkelement übrig. Durch seine eindimensionale Gestalt ist die Orthotropie gewährleistet. Unter den für dieses Element verfügbaren Materialgesetzen befindet sich auch eines, das nicht nur elastoplastisch ist, sondern die folgenden Materialkonstanten auch temperaturabhängig zu verarbeiten in der Lage ist:

- Ursprungsmodul,
- Fließspannung,
- Verfestigungsmodul,
- Temperaturexpansionskoeffizient und

- Kriechverformungskoeffizient.

In diesem Gesetz sind also alle wesentlichen Parameter integriert, die für die Nachrechnung der Plattenversuche von Bedeutung sind. Sicher könnte man sich eine differenziertere Darstellung als gerade die bilineare denken. Wirklich erforderlich ist dies aber nur, wenn das Gesamtsystem instabil wird, während die Bewehrung im Übergangsbereich zwischen elastischem und plastischem Verhalten ist. Außerdem muß ein relativ hoher Bewehrungsgrad vorliegen.

4 ELEMENTTYP - MATERIALGESETZ - KOMBINATION

Wie in den vorangegangenen Abschnitten schon angedeutet, ist nicht jedes Materialgesetz mit jedem Elementtyp kombinierbar. Aus diesem Grund war es ja nicht möglich, das orthogonale Bewehrungsnetz mit dem zweidimensionalen Kontinuumsselement zu modellieren.

Die vom Speicherbedarf und numerischen Aufwand her, aber auch in Bezug auf die Genauigkeit der Abbildung günstigste Diskretisierung der geometrischen Gestalt des Versuchskörpers erzielt man mit Sicherheit mit dem Plattenelement. Es berücksichtigt die richtige Anzahl von Freiheitsgraden, arbeitet numerisch einwandfrei und hat einen geringen Speicherbedarf. Sein einziger Nachteil ist, daß ein Materialgesetz für Beton unter Einfluß eines orthogonalen Bewehrungsnetzes nicht wirklichkeitsnah formuliert werden kann.

Durch die ausgeklügelte Formulierung der Elementmatrix, dürfte es jedoch kaum möglich sein mit erträglichem Aufwand ein derartiges Materialgesetz nachträglich einzubauen. Die einzigen vorhandenen Gesetze sind elastisch und dies wurde beim Aufbau der Steifigkeitsmatrix derart ausgenutzt, daß auf eine Diskretisierung normal zur Plattenebene verzichtet wurde (Stichwort Schichtenmodell). Ein (denkbarer) Einbau eines normal zur Plattenebene

diskreten Materialgesetzes erfordert daher eine Neuprogrammierung des Aufbaus der Elementsteifigkeitsmatrix und damit praktisch die Programmierung eines neuen Elementes.

Die Probleme beim isoparametrischen Schalenelement sind vollkommen identisch. Für das vorliegende Problem würde man jedoch dem Plattenelement den Vorzug geben, weil seine Anwendung hier ökonomischer ist.

Die einzige Kombination, die demnach möglich ist, wäre das dreidimensionale Kontinuumselement in Verbindung mit dem Fachwerkelement zur Darstellung der Bewehrungsstäbe. Auf Grund der großen Anzahl von Freiheitsgraden, immerhin bis zu 63 je Element, muß man mit der Anordnung der Elemente besonders sparsam sein. Dies steht jedoch im Widerspruch zu einer anderen Forderung, die an Kontinuumselemente zu stellen ist.

Die beste äußere Gestalt für ein Kontinuumselement ist der Würfel, bzw. im zweidimensionalen System das Quadrat. Jede Abweichung davon führt zu numerischen Problemen, die dadurch begründet sind, daß in den erforderlichen Transformationsmatrizen Elemente von zunehmend unterschiedlicher Größenordnung auftreten. Ein Seitenverhältnis von 1:2 gilt aber noch als normal und 1:5 als in Ausnahmefällen tolerierbar. Mit der gegebenen Geometrie und der mindestens erforderlichen Anzahl von Integrationspunkten von 12 normal zur Plattenebene und unter Ausnutzung aller Symmetriebedingungen läßt sich damit leicht die Anzahl N der Elemente ermitteln.

$$(1) \quad N(z) = 3$$

$$(2) \quad \text{Dicke} = 0.15 \text{ m}$$

$$(3) \quad t(z) = 0.05$$

$$(4) \quad t(x) = t(y) = 5 \cdot 0.05 = 0.25$$

$$(5) \quad b = 2.46 - 0.30 = 2.16$$

$$(6) \quad N(x) = N(y) = \text{int}(2.16/0.25) + 1 + 2 = 11$$

- nur ein Plattenachtel muß betrachtet werden!

$$(7) N = N(x) * (N(y)+1) / 2 * N(z) = 198$$

Dies ist eine gewaltige Zahl, vor allem wenn man bedenkt, daß diese Elemente 1932 Knoten mit 5796 Freiheitsgraden haben. Der Aufwand zur numerischen Analyse ist auf der vorhandenen Rechenanlage Amdahl 470 unerträglich und muß auf Kosten der Genauigkeit reduziert werden.

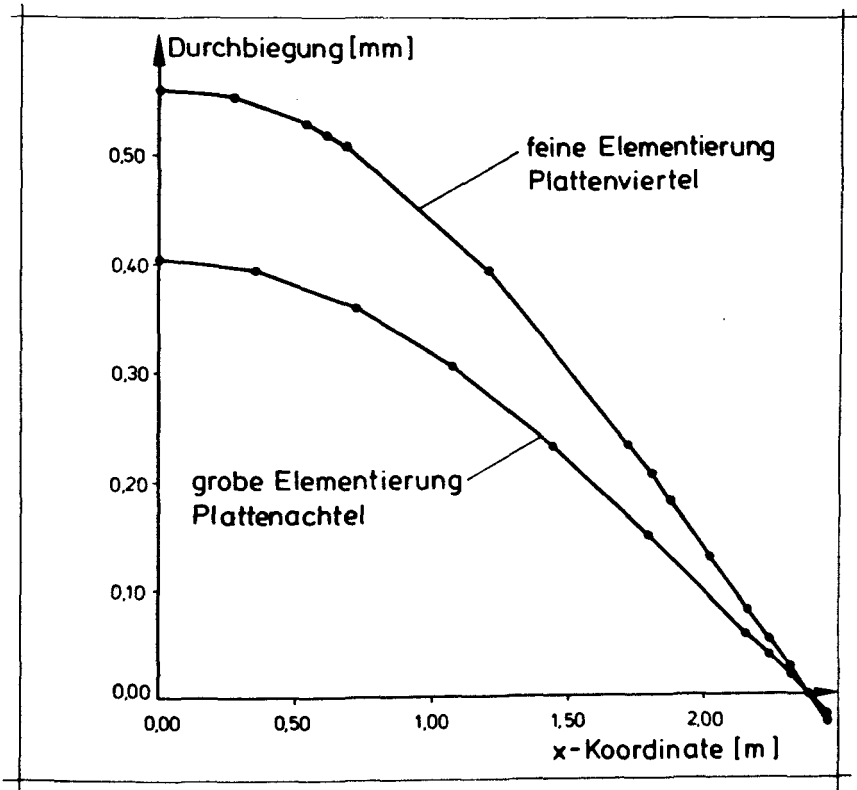


Bild 4: Einfluß der Elementierung auf die Durchbiegung

Es wird daher eine Ausdehnung $t(x), t(y)$ in Plattenebene von 0.72 m gewählt. Daraus ergibt sich ein Streckungsverhältnis von 1:14.4, was mit Sicherheit als ungünstig gelten muß. Die Anzahl der Elemente beträgt jetzt nur noch 45, was 287 Knoten mit 861 Unbekannten erfordert. Dieser Wert liegt aber immer noch an der Obergrenze des Machbaren.

In einer Vorstufe wurde versucht, diese Grenze auszuloten. Die verwendete Diskretisierung nutzte nicht die Symmetrie zur Diagonalen aus, hatte eine feinere Unterteilung im Feld mit einer mittleren Streckung der Elemente von 1:8.64. Die mit dieser Diskretisierung ermittelte Mittendurchbiegung war um ca 38% zu groß, also numerisch unbrauchbar. Zudem ist noch sehr viel Rechenzeit erforderlich. Die resultierende Biegelinie ist in Bild 4 unter der Bezeichnung "feine Elementierung" eingezeichnet.

Daher mußte das Streckungsverhältnis 1:14.4 bei Ausnutzung der Symmetrie zur Diagonalen akzeptiert werden, jedoch nicht ohne vorher einen Vergleich mit einem in der Literatur beschriebenen, analytischen Verfahren durchzuführen. Im vorliegenden Fall ist dies die Navier-Lösung der Platten-DGL für die Navier-gelagerte Rechteckplatte unter Gleichlast, wie sie beispielsweise in /4/ veröffentlicht ist. Es konnte keine signifikante Abweichung zwischen beiden Verfahren festgestellt werden. Die resultierende Biegelinie ist in Bild 4 unter der Bezeichnung "grobe Elementierung" eingezeichnet. Alle weiteren Untersuchungen wurden daher mit dem Volumen-Element durchgeführt, wobei die oben beschriebene Diskretisierung verwendet wurde, wenn es sich um Platten handelte.

5 EIGENSCHAFTEN DES MODELLS

5.1 Beispiel einfach gelagerter Balken

Nachdem das Modell im Elastischen nun einwandfrei arbeitet, muß überprüft werden, ob das Modell in der Lage ist, die materialbedingte Nichtlinearität zu erfassen. Zu diesem Zweck wurde zunächst ein statisch bestimmt gelagerter Balken mit $L = 1.50 \text{ m}$ und $b/d = 0.15 \times 0.15 \text{ m}$ mit einer Bewehrungslage gerechnet.

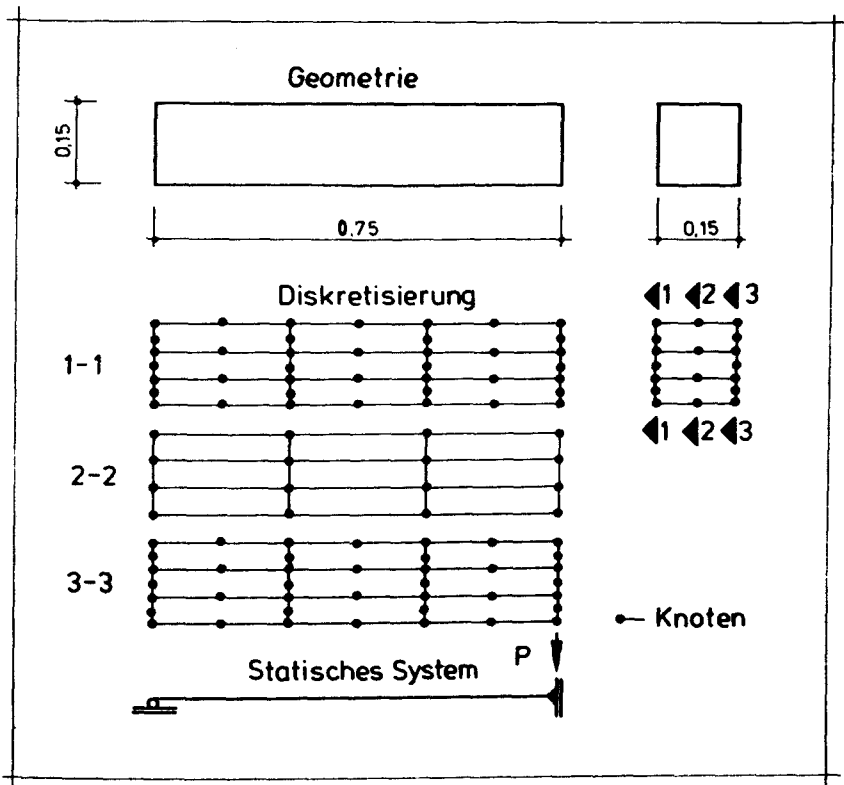


Bild 5: Einfach gelagerter Balken. Geometrie, Diskretisierung und statisches System

Die Diskretisierung erfolgte unter Ausnutzung der Symmetrie und ist in Bild 5 zusammen mit Geometrie und Belastung dargestellt. Zum Vergleich wurde einerseits eine Rechnung nach Elastizitätstheorie herangezogen und andererseits das von Olsen entwickelte Stützenprogramm STBSTG. Das Ergebnis ist in Bild 6 in Form von Last-Verformungsbeziehungen dargestellt.

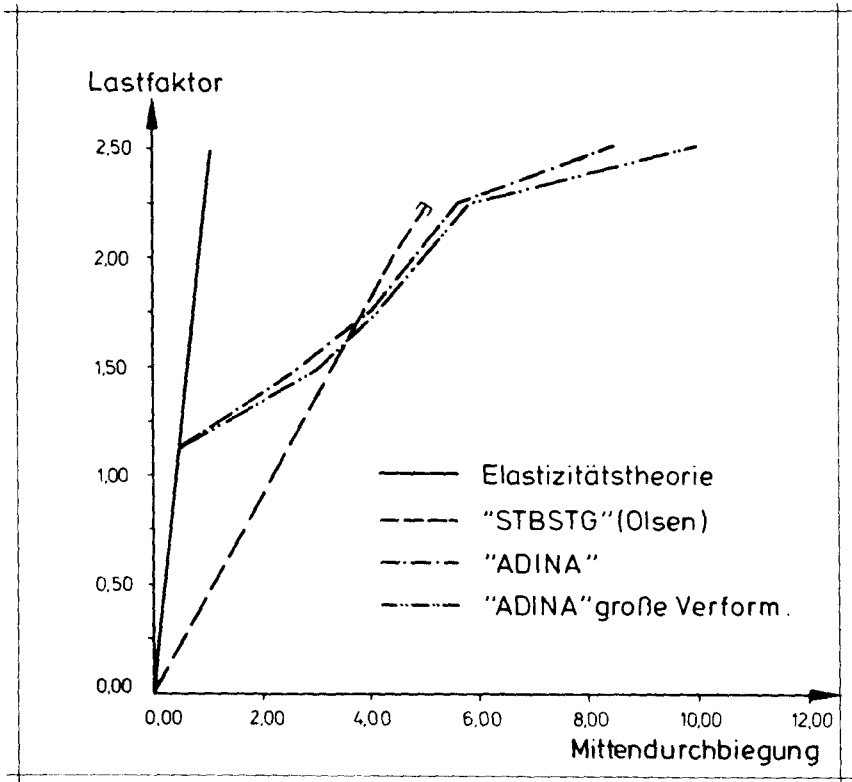


Bild 6: Mittendurchbiegung in Abhängigkeit von der Last beim einfach gelagerten Balken

Die Übereinstimmung mit der reinen Elastizitätstheorie ist, wie man sieht einwandfrei. Gegenüber dem Olsen'schen Rechenmodell gibt es bis zum Aufreißen des Querschnitts Abweichungen,

die dadurch zu erklären sind, daß das Programm STBSTG grundsätzlich ohne Zugfestigkeit des Betons rechnet. Dies ist mit dem dreidimensionalen Kontinuumsselement in ADINA nicht möglich, weil dann geringste Zugspannungen im Beton in Richtungen, in denen keine Bewehrung vorhanden ist, sofort zum Versagen der Struktur führen würden. Wie man sieht, ist die Übereinstimmung von ADINA und STBSTG nach dem Aufreißen recht gut, was auch für das Versagen gilt. Verbleibende Abweichungen können mit unvermeidlich unterschiedlichen Anordnungen der Integrationspunkte erklärt werden.

Außerdem wurde überprüft, wie sich die Anwendung der Theorie der großen Verformungen auf das Ergebnis auswirkt. Wie sich zeigt, ändert sich die Mittendurchbiegung dadurch nur geringfügig, weil die Durchbiegung noch viel zu gering ist. Trotzdem ist bereits ein geringer Einfluß bemerkbar.

Das Rechenmodell mit der vorgeschlagenen Diskretisierung ist also in der Lage, in einem einfachen eindimensionalen Fall, die wichtigsten Betoneigenschaften zu erfassen.

5.2 Beispiel Scheibe

Am Beispiel einer einfachen Scheibe, wie sie in Bild 7 dargestellt ist, soll nun noch überprüft werden, ob und wie die Umagerung von Betonkräften auf Stahlkräfte möglich ist, wenn die Bewehrungsrichtung von der Hauptbeanspruchungsrichtung abweicht.

Durch Wahl eines bestimmten Verhältnisses zwischen den horizontalen und vertikalen Kräften kann in diesem Beispiel die Beanspruchungsrichtung variiert werden. In allen Fällen ergibt sich aber ein lineares Verschiebungsfeld in beiden Richtungen und demzufolge konstante Dehnungen. Deshalb hat die Ordnung des verwendeten Verschiebungsansatzes keinen Einfluß auf das Endergebnis.

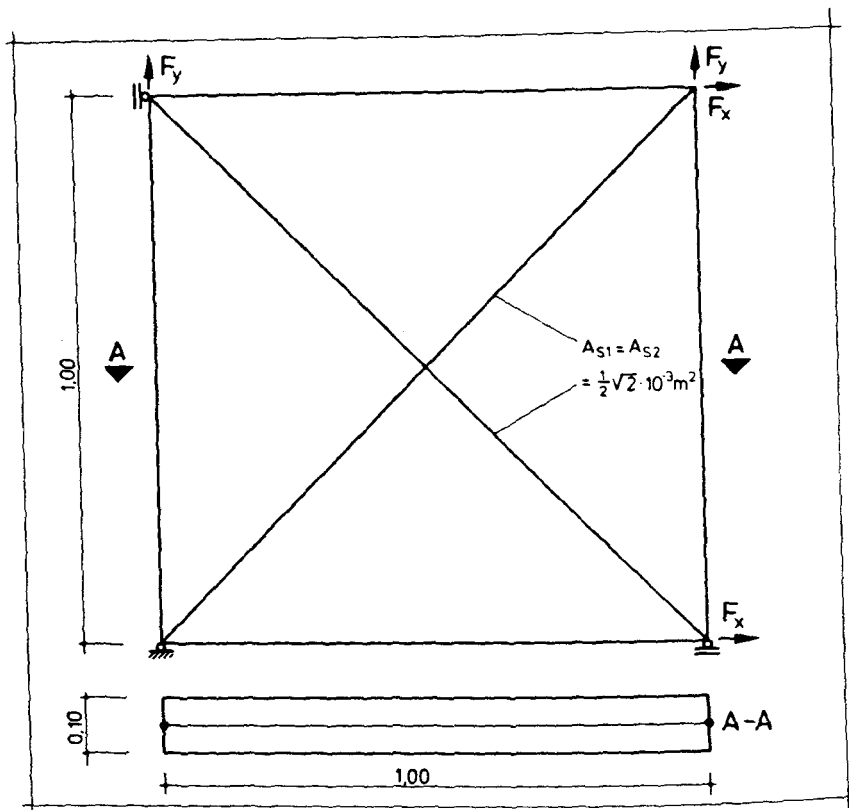


Bild 7: Scheibe. Geometrie und Belastung

Die Lage der Bewehrung in der Diagonalenrichtung ist motiviert durch folgende Fragestellung: Setzt man ein isotropes Materialgesetz voraus, so stellt sich bei einer betragsgleichen aber vorzeichenmäßig unterschiedlichen Beanspruchung in beiden Achsrichtungen ein, bezogen auf die Bewehrungsrichtung, reiner Schubbeanspruchungszustand ein der aus Definitionsgründen die Bewehrung nicht beansprucht.

Es gibt nun einige Materialgesetze für Beton, die bei dieser Beanspruchung, also quasi auf der zweiten Hauptdiagonale des Hauptdehnungsraumes, isotrop sind. Dazu zählen alle Gesetze, die mit Hilfe von Gleitmodul und Kompressionsmodul formuliert werden, weil hier ein reiner Schubzustand herrscht. Außerdem gilt diese Eigenschaft für Gesetze, die mit nur einer einzigen, vom Verhältnis der Beanspruchungen unabhängigen, Arbeitslinie formuliert sind.

Wie es sich zeigt, ist beides bei ADINA nicht der Fall. Unter gewissen Voraussetzungen ist es durchaus möglich, Stahlspannungen im genannten Fall zu erzeugen. Leider geht dies aber auf Kosten des Gleichgewichtes. Zunächst wurde ein Rechenlauf gestartet, bei dem die Displacement-Convergence-Tolerance (DTOL) gleich der Force-Convergence-Tolerance (FTOL) auf 0.001 gesetzt war. Bei Variation der Beanspruchungsrichtung ergaben sich die in Bild 8 mit einer durchgezogen Linie gekennzeichneten Versagenspunkte. Wie man leicht sieht, liegt diese Versagenslinie weit unterhalb der durch den Verbundwerkstoff gegebenen Grenzen.

Deshalb wurde in einem zweiten Rechenlauf FTOL auf 1000000 gesetzt. Damit wurde also die Konvergenz der Kräfte nicht mehr überprüft. Das Ergebnis zeigt die gestrichelte Linie. Die Umlagerung der Kräfte erfolgt jetzt wunschgemäß, jedoch herrscht beim Aufreißen des Betons kein Gleichgewicht in Zugrichtung. Die Abweichungen zwischen inneren und äußeren Kräften liegen bei bis zu 20 %. Später, wenn die Umlagerung abgeschlossen ist und der Beton nahezu spannungsfrei ist, gelingt es dem Programm wieder, Gleichgewicht herzustellen.

Teilweise sind diese Abweichungen auf die Treppenfunktion auf dem Zug-Ast der Schmidt-Gönnerschen Arbeitslinie zurückzuführen. Andererseits haben wir hier ein gutes Beispiel für ein lokal instabiles System. Bei derartigen Systemen treten plötzlich große Verformungsänderungen auf, bis neue Tragmöglichkeiten gefunden werden. Dabei kann es durchaus vorkommen, daß die Verformungsänderungen während der Iteration zunächst kleiner werden, später aber wieder anwachsen. Dies wird aufgrund der

Stabilitätsdefinition in ADINA aber als Versagen des Systems aufgefaßt, wenn FTOL klein ist.

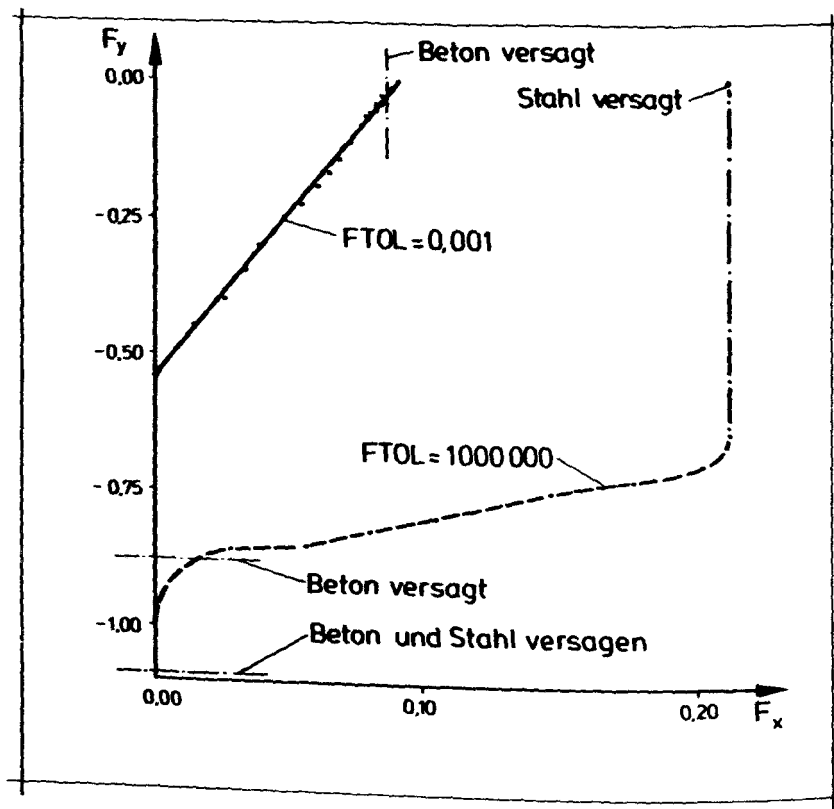


Bild 8: Scheibe. Versagenslinien im zweidimensionalen Spannungsraum

Normalerweise wird der Benutzer sogar bei der Überprüfung des Gleichgewichtes alleine gelassen. Es gibt in diesem Programm nämlich keine Möglichkeit, Auflagerkräfte auszugeben. Im vorliegenden Fall war es durch Multiplikation von Spannung und Fläche möglich, die inneren Kräfte zu bestimmen, bei komplexeren Systemen, beispielsweise einer Platte, ist dies nicht mehr möglich.

Hier greift man gerne zu dem Hilfsmittel, eine Feder als Auflager vorzusehen.

Diese Feder muß jedoch sehr steif sein, um das Verformungsfeld nicht zu beeinflussen. Damit werden aber extrem große Hauptdiagonalelemente in die Steifigkeitsmatrix eingebracht, was die numerische Genauigkeit der Lösung des Gleichungssystems ungünstig beeinflußt.

Abschließend wurde das Scheibenbeispiel noch einmal in vier Reihen und vier Spalten unterteilt. Die entstehenden 16 Betonelemente wurden wieder mit jeweils zwei Bewehrungsstäben ausgekreuzt. Die geometrischen Randbedingungen blieben unverändert genauso wie die Belastung.

Bei $FTOL = 0.001$ rechnete ADINA genau wie im ersten Fall bis kurz vor das Aufreißen des Betons. Bei $FTOL = 1000000$ blieben die ersten Zustände nach dem Aufreißen gegenüber der Rechnung mit einem Element unverändert, um dann einem vollkommen unsymmetrischen Verformungs-, Dehnungs- und Spannungsbild Platz zu machen. Dies blieb bis zum Ende der Berechnung erhalten, also bis zum Fließen der Bewehrung. Weil das Ergebnis eindeutig unsinnig war, wurde auf die Überprüfung des Gleichgewichtes verzichtet.

6 NACHRECHNUNG VON PLATTENVERSUCH Q1-83

Die nachfolgend geschilderten Ergebnisse wurden zeitlich vor denen erzielt, die im letzten Kapitel geschildert wurden. Wahrscheinlich hätte man sie sonst nicht oder zumindest nicht in dieser Form durchgeführt.

Die Diskretisierung orientiert sich an den im 4. Kapitel aufgezeigten Erfahrungen. Sie ist in Bild 9 dargestellt. Es wurde also nur ein Plattenachtel abgebildet, das an den Rändern Symmetriebedingungen zu gehorchen hat. Die Voute wurde ebenfalls

abgebildet. Normal zur Plattenebene wurden drei Schichten verwendet. Das Volumelement hat 21 Knoten, die Anzahl der Integrationspunkte wurde in Verlauf der folgenden Untersuchungen variiert, um deren Einfluß abzuschätzen.

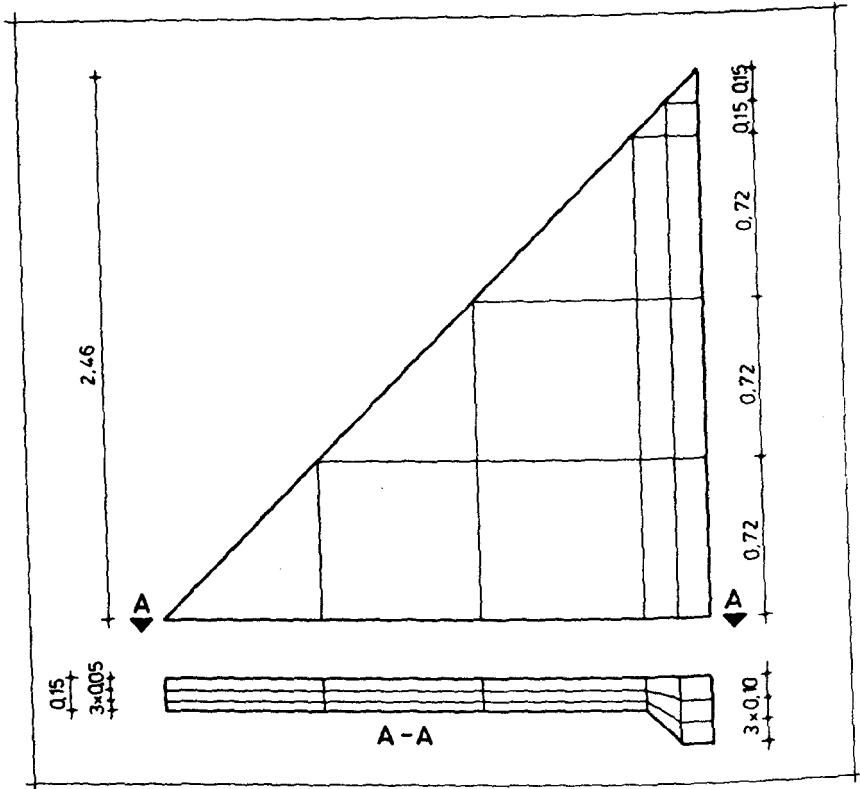


Bild 9: Nachrechnung von Plattenversuch Q1-83. Diskretisierung

Die Bewehrungsstäbe liegen in der richtigen Höhe in den Schnittkanten der Betonelemente. Zu diesem Zweck wurden zusätzliche Knoten definiert, die über Constraint-Equations an die beiden benachbarten Betonknoten angebunden wurden.

Unter Verwendung elastischer Werkstoffgesetze wurde die Diskretisierung mit bekannten Lösungen des Plattenproblems verglichen. Die Übereinstimmung war ausgezeichnet, wie im Kapitel 4 bereits erläutert.

Anschließend begannen zahlreiche Versuche der Nachrechnung des nichtlinearen Problems. Bemerkenswert war, daß beim ADINA-Beton keine Möglichkeit der Rechnung nach dem Riß besteht. Auch dann nicht, wenn FTOL auf 1000000 gesetzt wurde. Dies liegt daran, daß bei diesem Gesetz keine Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons in der gerissenen Zugzone möglich ist und das gegebene System ziemlich schwach bewehrt ist, zumindest wenn man einen Balken zum Vergleich heranzieht.

Deshalb wurde als nächstes der Schmidt-Gönnner-Beton verwendet. Die Ergebnisse waren zunächst ermutigend, da die ersten Risse klaglos aufgenommen werden konnten. Der Verfestigungsbereich wurde problemlos erreicht. Dort wartete ADINA jedoch mit einer handfesten Überraschung auf: Trotz steigender Last ging die Mittendurchbiegung zurück. Gleichzeitig nahmen die Stahlspannungen ab. Derartige Verhaltensweisen sind letztlich nicht zu erklären.

Bemerkenswert ist weiterhin, daß dieses Verhalten bei dem vorliegenden System prinzipiell immer auftritt, wenn die automatische Gleichgewichtsabfrage ausgeschaltet ist. Es ist unabhängig von der Anzahl der Integrationspunkte und von der Schrittweite, mit der die Last aufgebracht wird.

Wahrscheinlich ließe sich dieser Defekt durch Verfeinerung des Netzes beheben. Im vorliegenden Fall scheidet dies jedoch aus, weil das entstehende System numerisch instabil wäre.

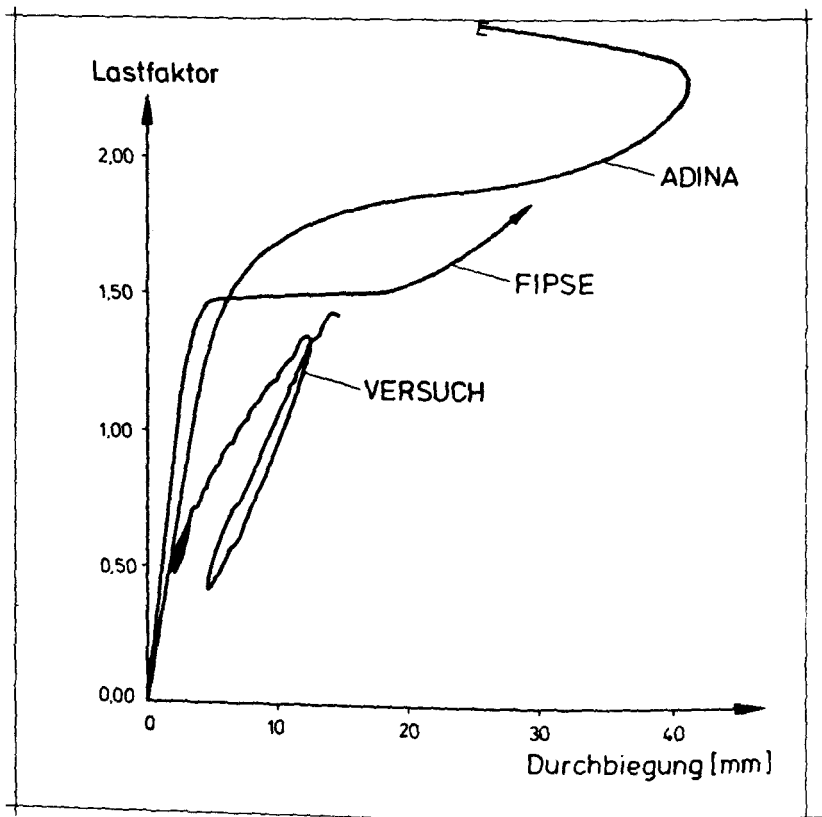


Bild 10: Nachrechnung von Plattenversuch Q1-83. Last-Verformungsbeziehungen

Zum Vergleich ist in Bild 10 die Lastverformungsbeziehung für Plattenversuch Q1-83 eingezeichnet, jedoch berechnet mit dem Programm FIPSE/5/. Hier gibt es, wie man leicht sieht, einen ausgeprägten Fließbereich, an den sich ein Verfestigungsbereich anschließt. Dies ist eigentlich genau das, was man von einer Platte erwartet. Das Fließen wird von der Ecke her eingeleitet, versagen müßte der Prüfkörper dann in Feldmitte und zwar wegen Überschreitung der Streckgrenze der Zugbewehrung. Die Abweichun-

gen im Ursprungsmodul für dieses Rechenmodell sind vor allem in dem noch nicht ausgereiften Betongesetz zu sehen.

Das Ende der Lastverformungsbeziehung ist in diesem Fall nicht gleichbedeutend mit dem Versagen des Systems, sondern bedeutet lediglich, daß das Zeitlimit für einen Job an der Hochschulrechenanlage erreicht war.

Die Untersuchung der Einsatzmöglichkeiten von ADINA wurde an dieser Stelle abgebrochen, obwohl bisher der Einfluß der Erwärmung noch keine Berücksichtigung fand. Da jedoch hierdurch mit Sicherheit keine Verbesserung des verwendeten Modells erzielt werden würde, sondern im Gegenteil die Konvergenzprobleme noch erheblich zunehmen, ist dies berechtigt.

7 ZUSAMMENFASSUNG

Die Hauptfragestellung war, festzustellen, ob mit dem Programmsystem ADINA eine Möglichkeit besteht, die Plattenversuch des Teilprojekts A2 im SFB 148 rechnerisch zu begleiten. Zusammenfassend kann man sagen, daß in der jetzigen Form von ADINA hierzu keine Möglichkeit besteht, weil

- die Konvergenztests bzw. Gleichgewichtsabfragen das Ergebnis in unerträglichem Maß beeinflussen. Bei der Nachrechnung von Versuchen hat man in der Folge die Toleranzgrenzen der Konvergenztests als Hauptparameter in der Untersuchung, und begibt sich der Möglichkeit andere Freigrößen zu bestimmen.
- der Zug-Ast des Betongesetzes von Schmidt-Gönnner abgetreppst ist, was zu unnötigen Konvergenzproblemen führt.
- die geometrische Gestalt der Elemente ungünstig ist.

Daher kann auch nicht empfohlen werden, das Programm ADINA in seiner jetzigen Form für die Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonplatten im Brandfall einzusetzen. Aufgrund dieser Erfahrung entstand dann das Programm FIPSE /5/.

das nur ein FInites Platten-Scheiben-Element enthält. Die damit bisher erzielten Ergebnisse entsprechen den Erwartungen, sind numerisch stabil und durch die Schrittweite nur in ganz geringem Maße beeinflussbar. Neben den Weggrößen können auch die inneren Kraftgrößen ausgegeben werden, um dem Benutzer damit die Möglichkeit zur eigenen Gleichgewichtskontrolle zu geben. Der Zug-Ast der Betonarbeitslinie verläuft selbstverständlich stetig.

Abschließend noch eine Angabe zum zeitlichen Aufwand für diese Untersuchung: Die Rechnungen haben insgesamt ca. ein Jahr in Anspruch genommen. Dies ist im wesentlichen durch die Nutzleistung der Hochschulrechenanlage bestimmt. Eine Lastverformungsbeziehung bis zur Bildung des "Schweineschwanzes" erfordert 3 sog. S-Jobs. Da nur ein S-Job pro Tag möglich ist, braucht man 3 Tage um zu diesem Ergebnis zu kommen. Im Mittel erhält man also ca. zwei Rechenergebnisse pro Woche.

Außerdem wurden die Arbeiten mit ADINA dadurch erschwert, daß weitgehend mit einer "Black Box" gearbeitet werden mußte. Nur ein Listing des Schmidt-Gönnner Materialgesetzes stand zur Verfügung. Deshalb mußten einige Fragen recht umständlich geklärt werden.

Literaturverzeichnis

- /1/ *Adina Engineering*
ADINA - Users Manual
Watertown Mass., USA 1981

- /2/ *Bathe, Ramaswamy*
On Three-Dimensional Nonlinear Analysis of Concrete
Structures.
Nuclear Engineering and Design 52(79) pp 385-409

- /3/ *Schmidt-Gönnner, G.*
Nichtlineare dreidimensionale Finite-Element-Analyse von
Stahlbetonträgern unter Torsion, Biegung und Querkraft.
Dissertation, Darmstadt 1984

- /4/ *Girkmann, K.*
Flächentragwerke
4. Auflage, Wien 1956

- /5/ *Kiel, M.*
Source-Code FIPSE, Finites Platten-Scheiben-Element
Unveröffentlicht

Ein Beitrag zur Frage der mittragenden
Plattenbreite eines Plattenbalkens
im Brandfall
von
Ataman Haksever

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung.....	2
1.1 Plattenbalken als Element des Tragsystems.....	2
1.2 Allgemeines zur Theorie des Plattenbalkens.....	3
1.3 Zielsetzung.....	5
2 Theorie des Plattenbalkens im Brandfall.....	6
2.1 Allgemeines.....	6
2.2 Plattenbalken als Element eines Tragsystems im Brandfall.....	7
2.3 Definition der mittragenden Plattenbreite.....	9
2.4 Randbedingungen der Gurtplatte.....	11
2.5 Randbedingungen des Längsbalkens.....	12
2.6 Die "voll mittragende" Plattenbreite.....	12
2.6.1 Die "voll mittragende" Plattenbreite für Normalkraftbeanspruchung.....	12
2.6.2 Die "voll mittragende Breite bei Biegung".....	14
2.7 Rechenverfahren zur Bestimmung der "voll mittragenden" Breite.....	16
3 Ergebnisse der experimentellen und theoretischen Arbeiten.....	20
3.1 Versuchsprogramm.....	20
3.2 Ergebnisse der Untersuchungen.....	23
3.3 Vergleich der Ergebnisse.....	29
4 Zusammenfassung.....	33
5 Ausblick.....	36
6 Literatur.....	36

1 Einleitung

1.1 Plattenbalken als Element des Tragsystems

Plattenbalken des Stahlbetonbaus mit zwei typischen, verschiedenen Querschnittsformen sind in Bild 1.1 dargestellt. Bild 1.1a zeigt einen zweistegigen Plattenbalken mit auskragenden Platten, während in Bild 1.1b der Querschnitt eines Plattenbalkens des Hochbaus mit sehr vielen Stegen wiedergegeben ist/16/.

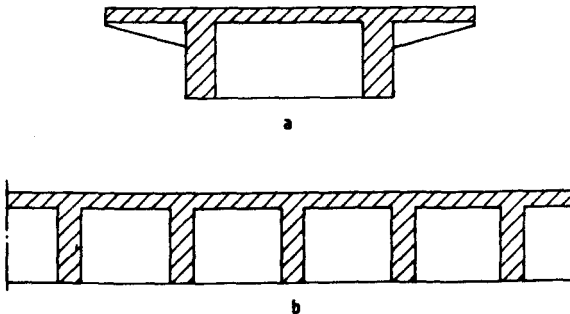


Bild 1.1: Zwei typische Plattenbalken-Querschnitte

An der späteren Formulierung der Randbedingungen längs der Stege wird sich ergeben, daß alle Plattenbalkenquerschnitte auf solche des Bildes 1.1b zurückgeführt werden können. In diesem Beitrag wird also nur die voll mittragende Breite des symmetrisch ausgebildeten Plattenbalkens im Brandfall untersucht.

In konstruktiver Hinsicht ist es üblich, an den Enden der Plattenbalken Querträger anzuordnen; zweckmäßigerweise verbindet man sie mit der Gurtplatte. Es erweist sich, daß diese konstruktive Maßnahme auch statisch vorteilhaft ist.

Es werden im folgenden Gurtplatten ohne Versteifungsrippen behandelt. Außerdem war eine Beschränkung auf Gurtplatten notwendig, deren Dicke im Vergleich zur Höhe des Balkens so gering ist, daß ein nennenswertes Tragvermögen der Platten auf Biegung nicht in Betracht kommt/15/. Um diesem Sachverhalt gerecht zu werden, wurden einige Versuche mit entsprechenden Abmessungen der Probekörper durchgeführt

(vgl. Abschn. 3.1, beispielsweise durch Weglassen der Endquerträger).

Biegesteife Gurtplatten sind jedoch im Hochbau häufig; zur notwendigen Ergänzung solcher Forderungen wurden auch theoretische Untersuchungen des Zusammenwirkens solcher Platten durchgeführt.

1.2 Allgemeines zur Theorie des Plattenbalkens

Die Klärung des Problems der mittragenden Breite der Gurte von Plattenbalken ist zur brandschutztechnischen Beurteilung von Gesamtbauwerken besonders wichtig. Erst die genaue Kenntnis der Mitwirkung von anschließenden Platten in einem Stabwerksystem erlaubt es, das Trag- und Verformungsverhalten des Bauwerks abzuschätzen.

In Hinsicht auf rechnerische Behandlung eines Gesamtsystems gewinnt diese Tatsache eine besondere Bedeutung, weil die Wechselwirkungen zwischen den verschiedenen Bauteilen eines Bauwerks während einer Brandbeanspruchung besonders aktiviert werden. Deshalb soll untersucht werden, ob die besonderen Ansätze aus elastostatischen Analysen eine Gültigkeit auch im Brandfall besitzen, oder ob diese Ansätze für den instationären Erwärmungsfall auch entsprechend korrigiert werden müssen.

Beim üblicherweise auf Biegung beanspruchten Plattenbalken entzieht sich die Platte als mittragender Teil des Querschnitts immer mehr, je größer das Verhältnis der Plattenstützweite quer zur Balkenstützweite ist/2/. Die Spannungen und Verformungen der Platte aus Balkenbiegung fallen zur Mitte der Plattenstützweite hin ab. Um die hieraus in der Achse des Plattenbalkens auftretenden Spannungen errechnen zu können, wird in der technischen Biegelehre der vorhandene Plattenbalken durch einen "Ersatzbalken" ersetzt, der die gleiche Krümmung wie die Rippe im wirklichen System erfährt und bei dem die Spannungen im zugehörigen Plattenteil nach der elementaren Balkentheorie verteilt sind/1,3,4/. Dieser Ersatzbalken unterscheidet sich vom gegebenen Balken dadurch, daß seine Plattenbreite $2\lambda_y$ im allgemeinen vom Orte z abhängt und grundsätzlich kleiner als die gegebene Plattenbreite $2b$ ist/4/ (s. Bild 2.2).

Bei großer Plattenbreite kann die Annahme, daß die Querschnitte eben

bleiben, nicht mehr aufrecht erhalten werden/11/. Für eine praktische Näherungsberechnung nach Bernoulli-Navier ist deshalb die Definition einer Ersatzbreite erforderlich:

$$-\int_{-B}^B \sigma_z(y) dy / \sigma_{zb} = 2\lambda \quad (1.1)$$

Bild 1.2: Definition der Ersatzbreite

Die Kenntnis des exakten Verlaufs der Scheibenspannungen ist dazu notwendig/11/.

Die Berechnungsweise für diese "voll mittragende Breite" bei Biegebeanspruchung wurde schon in mehreren Arbeiten dargelegt. Chawalla/8/ und Dischinger/6/ haben dabei die bekanntesten Untersuchungsergebnisse veröffentlicht. Alle diese Arbeiten betrachten die Platte so, als wäre sie längs der Kontaktlinie k' an die Rippe schubfest angeschlossen (s. Bild 1.2). Diese Voraussetzung wie auch die Gültigkeit der Gl. (1.1) soll hier auch für die Bedingungen im Brandfall beibehalten werden (Membranansatz, s. auch Bild 2.5).

In Spannbetonkonstruktionen werden Plattenbalken nicht nur auf Biegung, sondern auch durch die Vorspannkkräfte zusätzlich auf Druck beansprucht/9/. Um die Spannungen in dem einfachen Balkenteil in einfacher Weise erfassen zu können, ist es erforderlich, noch eine "voll mittragende Breite für Normalkraftbeanspruchung" einzuführen. Diese Breite bestimmt sich aus der Formänderungsgleichheit vom vorhandenen System und gleichmäßig beanspruchten Ersatzquerschnitt/2,10/.

Die Bestimmung der "voll mittragenden Breite für Normalkraftbeanspruchung" im Brandfall ist deshalb wichtig, weil der Biegebalken durch Zwangungszustände infolge einer elastischen Dehnbehinderung zusätzlich auf Druck beansprucht wird, auch dann wenn keine Vorspannung vorliegt.

Diese beiden "mittragenden Breiten" jeweils aus Biegeung und Normalkraft, stimmen in der Regel nicht miteinander überein/5,14/.

1.3 Zielsetzung

Mit den durchgeführten theoretischen und experimentellen Untersuchungen sollen mehrere Ziele erreicht werden:

1. Die Abschätzung der Plattenbalkenbreite im Brandfall soll möglichst einfach und wirklichkeitsnah sein.
2. Ferner sollen mittels der Nomogramme Lastanteile in der Rippe und im aussteifenden Gurt über der Branddauer ermittelt werden.
3. Die Nomogramme der Plattenbalken auf zwei Stützen sollen Informationen zur Bestimmung der mittragenden Plattenbreite unter meist üblichen Lastfällen verwendet werden.
4. Verschiedene Verhältnisse der Querschnittsabmessungen der Rippe und des Gurts sollen berücksichtigt werden.

Die Nomogramme gelten für Belastung der Rippe mit gleichbleibenden Streckenlasten gleicher Länge oder mit einer Einzellast in der Mitte der Stützweite mit gleichzeitiger Wirkung einer Streckenlast.

Bei einer Längskraftbeanspruchung als Zwangszustand wurde angenommen, daß diese Kraft an den Auflagern der Rippe an der unteren Kante des Querschnitts wirkt. Die Längskraft wurde bei den theoretischen und experimentellen Untersuchungen während der ganzen Branddauer unverändert angesetzt, um den Umfang der experimentellen und theoretischen Arbeiten nicht noch mehr auszudehnen.

2 Theorie des Plattenbalkens im Brandfall

2.1 Allgemeines

Der Plattenbalken habe den Querschnitt des Bildes 2.1: Vereinbarungsgemäß befindet sich die Last nur in der vertikalen Mittelebene des Stegs. Es werde weiter vorausgesetzt, daß die Höhe des Stegs im Vergleich zur Spannweite des Plattenbalkens so klein sei, daß das Naviersche Geradliniengesetz der Biegeebene in der Rippe gilt/4,7,12/

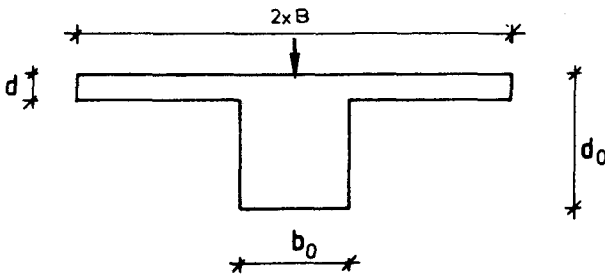


Bild 2.1: Bezeichnungen eines Einstegigen Plattenbalkens

Wäre die Gurtplatte an den inneren Flanken der Rippe abgetrennt, so würde sich nur der Steg durchbiegen und Dehnungen sich in Längsrichtung aus den Biegespannungen ergeben. Die Gurtplatte bliebe dagegen spannungslos und ohne Deformationen.

Allerdings erfahren im Brandfall auch die Gurtplatten Durchbiegungen infolge einseitiger thermischer Beanspruchung von unten. Die dadurch entstehenden thermischen Krümmungen in der Platte bewirken dann, daß die Gurtplatte ihre aussteifende Wirkung verliert und sie selbst als belastend auf den Steg wirkt. Dieser Effekt wird im Abschnitt 3 ausführlich behandelt.

Wie in Bild 2.2 dargestellt und entsprechend den allgemeinen Bemerkungen in Abschnitt 1.2 wirkt jedoch die tatsächlich mit dem Steg steif verbundene Gurtplatte als Verstärkung der Druckzone des Balkens. Schubspannungen in den Kontaktlinien 'k' (s. auch Bild 1.2) erzwingen an diesen Stellen gleiche Dehnungen der Rippe und der Gurt-

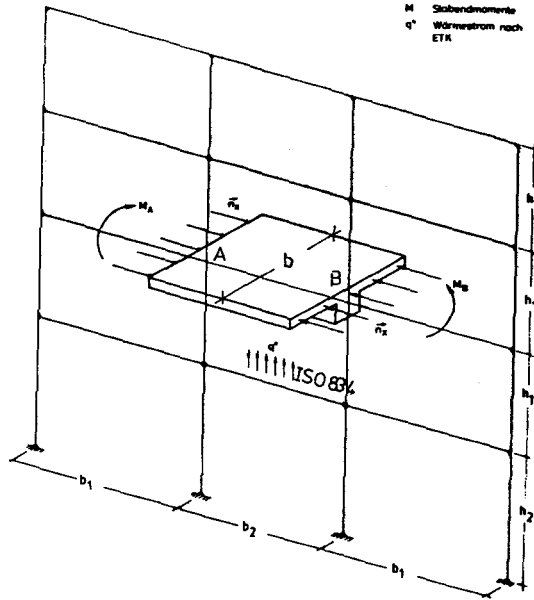


Bild 2.3: Plattenbalken als Element eines Tragsystems im Brandfall

In DIN 1045 werden Tabellen angeboten, wonach die mittragende Plattenbreite nach den Bauteilabmessungen und der Anordnung der Lasten über dem Steg in einer vereinfachten Form ermittelt werden kann. Es ist jedoch z.Z. nicht bekannt, ob dieses Verfahren oder dessen Ergebnisse zur Berechnung von Tragverhalten von Stahlbeton-Rahmensystemen im Brandfall genutzt werden können, oder bis zu welcher Grenze eventuell auftretende Fehler akzeptabel sind.

Das theoretische Modell, welches hier als grundlegendes Tragwerkssystem untersucht wird, ist ein mehrgeschossiges und mehrfeldriges Rahmensystem, bei dem ein Rahmenabschnitt einen Brandfall nach der Einheitstemperaturzeitkurve nach DIN 4102 erfährt (s. Bild 2.3). Das Verformungsverhalten des brandbeanspruchten Rahmenträgers ist in diesem Fall nicht nur durch die Rahmeninteraktion, sondern auch durch die anschließenden Plattenteile - d.h. mittragende Plattenbreite - stark beeinflusst.

Dieser Beitrag soll deshalb klären, in wieweit die in der Norm angegebenen mittragenden Breiten von Stahlbeton-Plattenbalken im Brandfall

gültig sind.

2.3 Definition der mittragenden Plattenbreite

Wird die Übertragung von Schubspannungen zwischen Rippe und Platte durch den Einbau einer reibungsfreien "Führungsleiste" längs der Kontaktlinie verhindert, dann muß das Biegemoment M_z von der Rippe allein übernommen werden, da angenommen wird, daß die Platte eine "verschwindend kleine" Biegesteifigkeit besitzt. Die Gültigkeit dieser Annahme zur Diskussion wird zunächst zurückgestellt. Anhand der Ergebnissen der durchgeführten Versuche wird sie im Abschnitt 3 behandelt.

An den einzelnen Stellen der Führungsleiste treten hierbei gegenseitige Verschiebungen auf, die im gegebenen Plattenbalken aufgrund der festen Einheit von Rippe und Platte nicht möglich sind (s. Bild 2.4).

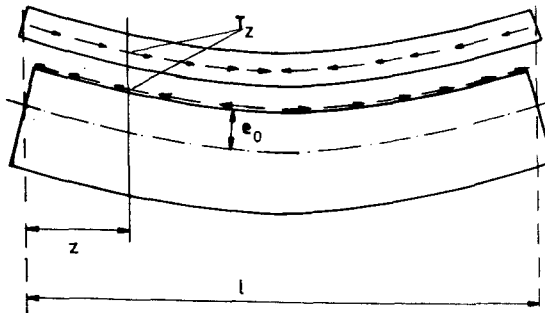


Bild 2.4: Verschiebungs-Verformungszustand der Rippe und der Gurtplatte längs der Führungsleiste

Um jedoch mit Hilfe dieses neuen Systems (reibungsfreie Führungsleiste) zu einem dem gegebenen Plattenbalken gleichwertigen System zu gelangen, ist es erforderlich, daß längs der Kontaktlinie Doppelschubkräfte $T_z = f(z)$ wirken. Diese Schubkräfte müssen die Forderung erfüllen, daß sie an jeder Stelle z die gegenseitige Verschiebung wieder auf Null zurückführen.

Die Platte wird durch die Kräfte $T_z = T \cdot h$ längs der Linie " $y = 0$ " in ihrer Mittelebene belastet. Der Zusammenhang zwischen der resultierenden Gurtkraft Π wird hierbei durch die Gleichgewichtsbedingung hergestellt (vgl. Bilder 1.2 und 2.2), die für ein bis zur

Querschnittsstelle 'z' reichendes Plattenstück angewendet werden kann.

$$\int_0^z \tau_z \, d = -d \iint_0^z \sigma_z \, dz \, dy = -\Pi/2 \quad (2.1)$$

In der Literatur wird die mittragende Plattenbreite b_m durch die Umwandlung allein der σ_z -Fläche in ein inhaltsgleiches Rechteck der Höhe σ_{zb} definiert (s. Bild 2.5)/6,11/.

$$\lambda_y \sigma_{zb} = \int_0^b \sigma_z \, dy \quad (2.2)$$

Diese Beziehung trifft sowohl für den symmetrisch belasteten Plattenbalken als auch für den einseitigen Plattenbalken zu.

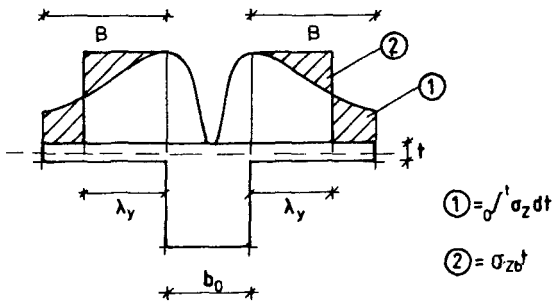


Bild 2.5: "voll mittragende" Breite

Infolge einer antisymmetrischen Belastung ist in Gl. (2.2) der Einfluß der Schubspannungen τ_{zy} zu berücksichtigen (s. Bem. in /16/, S. 7). Die "voll mittragende Plattenbreite" ist somit für den kalten Zustand durch Gl. (2.2) bestimmt.

Im Brandfall wird die Spannungsverteilung im Steg in der Art gestört, daß von einer rechteckigen Druckzone nicht mehr gesprochen werden kann. Geht man jedoch in diesem Fall von der Forderung aus, daß die Kompatibilität an der Kontaktfläche erfüllt werden muß, dann kann die Gl. (2.2) auch im Brandfall in ähnlicher Form angewandt werden, wobei Integral-Operationen über der Gurtplattenfläche durchgeführt werden müssen.

$$\Pi = - \iint_{A_B}^z \sigma_z \, dA \, dz \quad (2.3)$$

Nach Gl. (2.3) wird deutlich, daß - um die "voll mittragende Plattenbreite" bestimmen zu können - zunächst die Scheibenkraft Π der Gurtplatten abgeschätzt werden muß. Die Bestimmung von Π wird im Abschnitt 2.4 behandelt.

2.4 Randbedingungen der Gurtplatte

Im Untersuchungsprogramm besitzen einige Plattenbalken, auf die sich die folgenden Ausführungen beziehen, in den beiden Ebenen der Endauflager sowohl mit der Rippe als auch mit der Gurtplatte verbundene Querträger (Probekörper PLB 83-1 und PLB 83-2, s. Abschn. 3.1). Dadurch wird die Biegesteifigkeit der Gurtplatten bei der Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreite besonders wirksam, weil die Gurtplatten Lastanteile auch durch Biegung übernehmen.

Es wird vorausgesetzt, daß die Querträger Verschiebungen, die senkrecht zu ihrer Vertikalebene auftreten, keinen Widerstand entgegensetzen. Fehlen diese Querträger, so liegt in diesen Fällen die Gurtplatte gewöhnlich auf Mauerwerk auf, dem etwa die gleiche statische Wirkung zugebilligt werden kann (Prüfkörper PLB 84-1 bis PLB 86-1). Es wird eine Belastung vorausgesetzt, die nur in der vertikalen Rippensymmetrieebene wirksam ist. Die Versuche wurden auch unter Beibehaltung dieser Randbedingung durchgeführt.

Die Gurtplatte an beiden Seiten der Rippe verhindert eine gegenseitige waagerechte Verschiebung der Anschlußflanken in Rippenlängsrichtung. Bei den späteren zahlenmäßigen Berechnungen werden für die Gurtplatte folgende Fälle berücksichtigt:

- a) Die Gurtplatte wirkt als eine Scheibe; dabei wird ihre Biegesteifigkeit vernachlässigt.
- b) Die Gurtplatte besitzt neben ihrer Scheibenwirkung zusätzlich eine Biegesteifigkeit.
- c) Die "voll mittragende Plattenbreite" wird nur bei Biegung ermittelt (vgl. Abs. 2.6.2).

Im Fall a) werden die Berechnungen in der Art durchgeführt, daß in der Gurtplatte umgewandelte, über die Mittelebene gleichmäßig

verteilte Membrankräfte wirksam sind.

Dagegen wird im Fall b) ein umgewandelter Spannungsblock aus den Randdehnungen der Rippe unter Beibehaltung der Kompatibilitätsbedingungen ermittelt.

2.5 Randbedingungen des Längsbalkens

Die Verbindung der Platte mit der Rippe erfolgt im Rahmen der erforderlichen Idealisierung. Die Zerlegung des Plattenbalkens in die "Platte" und die "Rippe" ist in verschiedener Weise denkbar. Bei rechteckigen Rippenquerschnitten wird die Rippe meist bis zur Plattenoberkante geführt. Ist die Platte verhältnismäßig schmal, dann ist der Abfall der Plattenspannung im kalten Zustand wenig ausgeprägt, und $2\lambda_y$ wird nur wenig kleiner als $2B$. Ist jedoch $2B/l$ groß, dann wird auch der Unterschied zwischen $2\lambda_y$ und $2B$ groß.

Es wurde angenommen, daß dieser Sachverhalt auch im Brandfall gilt. Deshalb wurden die Abmessungen der Probekörper so gewählt, daß der Parameter $2B/l = 1$ und dadurch der Unterschied zwischen $2\lambda_y$ und $2B$ deutlich wird. Die Gültigkeit dieser Annahme wurde in der Tat mit den durchgeführten Versuchen verifiziert (s. Abschn. 3).

2.6 Die "voll mittragende" Plattenbreite

Die durch Korrektur der Querschnittsform bedingte Abweichung von der Balkentheorie wird durch Definition einer Ersatzbreite vorgenommen (s. Bild 2.5). In Abhängigkeit von der Geometrie und Beanspruchungsart kann λ_y aus der tatsächlichen Spannungsverteilung über Verformungsbedingungen ermittelt werden.

2.6.1 Die "voll mittragende" Plattenbreite für Normalkraftbeanspruchung

Es wird angenommen, daß eine Zwängung der Längskraftbeanspruchung in der Rippe auftritt. In Hochbaukonstruktionen ist diese Bedingung durch Bauwerkinteraktion im Brandfall in den meisten Fällen erfüllt. Der Einfachheit halber wird angenommen, daß die Zwängung Z längs der Rippe, während der Branddauer konstant bleibt. Ein Teil Π der Zwäng-

Kraft Z geht an der Kontaktlinie in die Platte (s. Bild 1.). Die Rippe wird also nur durch die Kraft

$$Z_R = Z - \Pi \quad (2.4)$$

beansprucht. Weiterhin muß aber die Kontinuität zwischen Rippe und Platte gewahrt bleiben. Diese Bedingung liefert die Beziehung:

$$(\epsilon_R)^k_{Z-\Pi} = (\epsilon_{pl})^k_{\Pi} \quad (2.5)$$

aus der die Größe Π bestimmt werden kann.

Die "voll mittragende Breite für Normalkraft λ_N " soll nun so gewählt werden, daß die Verformung der Rippe im wirklichen System gleich dem Ersatzquerschnitt wird, der aus der Rippe und einem gleichmäßig beanspruchten Plattenteil von der Breite $2\lambda_N$ zusammengesetzt ist. Es gilt demnach die Definitionsgleichung

$$\epsilon_R^k = \epsilon_{Ers}^k = \epsilon_{\text{Wirklich}}^k \quad (2.6)$$

Mit den Bezeichnungen des Bildes 1.2 ergibt sich aus der Gl. (2.6):

$$\epsilon_{th,R} + \frac{Z - \Pi}{(EA)_R} = \frac{Z}{(EA)_{Ers}} + \epsilon_{th,Ers} \quad (2.7)$$

oder nach $(EA)_{Ers}$ aufgelöst:

$$(EA)_{Ers} = \frac{Z}{Z - \Pi} (EA)_R \quad (2.8)$$

Aus $(EA)_{Ers}$ kann die mitwirkende Plattenbreite λ_N nach Gl. (2.9) ermittelt werden:

$$\Omega_Z = \frac{(EA)_{Ers}}{(EA)_R} = \frac{A_R + 2\lambda_N \cdot d}{A_R} \quad (2.9)$$

und die Dehnsteifigkeit an der Kontaktlinie $'k'$ (s. Bild 1.2) nach Gl. (2.10) berechnet:

$$(\epsilon_R)^k = \frac{N}{(\epsilon_{th} - \epsilon_N)_k} \quad (2.10)$$

2.6.2 Die "voll mittragende Breite bei Biegung"

In der Einleitung wurde bereits angedeutet, daß der Verlauf der mittragenden Breite für Biegung stark vom Momentenverlauf abhängt. Durch die aussteifende Wirkung der Platte als Scheibe wird in ihr eine resultierende Normalkraft Π hervorgerufen, die gleichzeitig aber in der Rippe Zugspannungen hervorruft, wenn der Einfachheit halber vorerst nur an positive Momente gedacht wird.

Wenn mit M_a das äußere Moment gezeigt wird, dann trifft auf die Rippe allein nur das Moment:

$$M_R = M_a - \Pi \cdot e_0 \quad (2.11)$$

wobei e_0 die in Bild 2.6 angegebene Bedeutung hat.

Die "voll mittragende Breite" für Biegung wird definiert durch den Ansatz

$$\boxed{\frac{1}{\rho_R} = \frac{1}{\rho_{Ers}} = \frac{1}{\rho_w}} \quad (2.12)$$

wenn $1/\rho_{Ers}$ die Krümmung des Ersatzquerschnitts, $1/\rho_R$ die Krümmung der Rippe und $1/\rho_w$ die des vorhandenen Systems an der Achse bezeichnen. Dieser Ansatz wird bei den später durchzuführenden numerischen Untersuchungen stets beibehalten.

Unter der Voraussetzung, daß vorerst Π bekannt ist, ergibt sich die Verformung der Rippe in der Kontaktlinie zu

$$\frac{e_0}{\rho_R} = \epsilon_R^k = - \frac{M_a - \Pi \cdot e_0}{(EI)_R} \cdot e_0 + \frac{\Pi}{(EA)_R^k} - \epsilon_{th,R}^k \quad (2.13)$$

wobei $(EI)_R$ und $(EA)_R$ hier die Hochtemperatursteifigkeiten der Rippe zeigen.

Die Verträglichkeitsbedingung für die Verformungen an der Kontaktlinie lautet entsprechend Gl. (2.5) hier:

$$- \frac{M_a \cdot e_0}{(EI)_R} + \Pi \left(\frac{e_0^2}{(EI)_R} + \frac{1}{(EA)_R^k} \right) = \frac{\Pi}{(EA)_{Pl}^k} + (\epsilon_{th,R} - \epsilon_{th,Pl}) \quad (2.14)$$

und nach Bestimmung der Steifigkeit $(EA)_{pl}$ aus Gl. (2.14) näherungsweise

$$\lambda_y \equiv \frac{A_R}{d} \cdot \frac{(EA)_{pl}}{(EA)_R} \quad (2.15)$$

In den späteren numerischen Berechnungen wurde jedoch die Beziehung (2.12) zugrunde gelegt. Daraus ergibt sich:

$$\chi_{th,Ers} + \frac{M_a}{(EI)_{Ers}} = \frac{M_a - \Pi \cdot e_0}{(EI)_R} + \chi_{th,R} \quad (2.16)$$

und näherungsweise

$$\frac{(EI)_{Ers}}{(EI)} \equiv \frac{M_a}{M_a - \Pi \cdot e_0} \quad (2.17)$$

sowie

$$\Omega_M = \frac{(EI)_{Ers}}{(EI)_R} \approx \frac{s^2 + i_R^2 \cdot s \xi}{i_R^2} \quad (2.18)$$

wobei 's' die in Bild 2.2 angegebene Bedeutung hat und ξ mit Gl. (2.19) definiert ist:

$$\xi = \frac{A_R \cdot s}{A_R + 2\lambda_y \cdot d} \quad (2.19)$$

In Gl. (2.16) χ_{th} zeigt die Krümmung des Bauteils aus reiner thermischer Beanspruchung.

Natürlich ist es nicht ganz richtig, das Verhältnis zwischen der Hochtemperatursteifigkeit in den Gl. (2.15) und (2.18) mit dem Verhältnis der Querschnittsflächen bzw. -steifigkeiten von der Rippe und dem Ersatzquerschnitt gleichzusetzen, da das Materialverhalten nicht linear berechnet wird. Richtiger wäre es, die Verhältnissfaktoren Ω_z und Ω_M nach Gl. (2.9) und Gl. (2.18) zu benutzen und außerdem reine thermische Krümmungen anzunehmen.

Es ist jedoch zweckmäßiger, von einer "voll mittragenden" Plattenbreite zu sprechen und diese Breite auch rechnerisch zu ermitteln. In diesem Fall muß die "mittragende" Plattenbreite des Ersatzplattenbalkens unter gleicher Krümmung der Rippe bei Wirkung der anteiligen äußeren Last iterativ berechnet werden. Die Biegesteifigkeit des Er-

satz-Plattenbalkens resultiert sich nach Gl. (2.20):

$$(EI)_{Ers} = \frac{M_a + (EI)_{Ers} \cdot \chi_{th,Ers}}{M_a - \Pi \cdot e_o + (EI)_R \cdot \chi_{th,R}} \cdot (EI)_R \quad (2.20)$$

Wenn zuerst angenommen wird, daß die Steifigkeit der Rippe sowie die aussteifende Flankenkraft Π bekannt sind, kann $(EI)_{Ers}$ ermittelt werden. In diesem Fall muß die Gurtbreite λ iterativ so bestimmt werden, daß Gl.(2.20) bzw (2,21) erfüllt wird.

$$(EI)_{Ers} \div (EI)_R = \Omega_M \quad (2.21)$$

Als erste Näherung kann dabei die Gl. (2.18) benutzt werden.

Die mitwirkende Plattenbreite λ kann somit sukzessiv ermittelt werden. Für Zwangsbeanspruchung als Längskraft müssen die Gl. (2.7) und für Momentenbeanspruchung die Gl.(2.16) eingehalten werden. Dabei ist es wichtig, zuerst die aussteifende Kraft Π und die Hochtemperatursteifigkeit der Rippe $(EI)_R$ zu ermitteln. Alle anderen unbekannten Größen werden anschließend durch Ansätze der entsprechenden Beziehungen ermittelt.

Es kommt deshalb der Bestimmung der Größen Π und $(EI)_R$ eine besondere Bedeutung zu. Um diese Parameter bestimmen zu können, wurden Brandversuche mit Probekörpern als Plattenbalken sowie allein mit der Rippe durchgeführt. Die experimentelle und theoretische Bestimmung dieser Parameter wird im folgenden Abschnitt erläutert.

2.7 Rechenverfahren zur Bestimmung der "voll mittragenden" Breite

Im Abschnitt 2.3 wurde bereits darauf hingewiesen, daß, um auftretende Aussteifungskräfte errechnen zu können, der vorhandene Plattenbalken durch einen solchen einfachen Balken ersetzt werden muß, der die gleiche Krümmung wie das wirkliche System im Brandfall erfährt, wenn die Aussteifungskräfte T_z an den Kontaktlinien wirken. Dabei wird zugrunde gelegt, daß im Ersatzquerschnitt als Plattenbalken die Gesetzmäßigkeit des Ebenbleibens der Querschnitte gilt, während im wirklichen System eine Verwölbung in der Krümmungsfläche auftritt.

Wenn die Schubkräfte an der Kontaktlinie der abgetrennten Rippe wirken, dann können die Krümmungen dieser denen des wirklichen Systems unter nur einer bestimmten äußeren Beanspruchung im Versuch gleich sein. Diese Forderung kann am einfachsten in der Weise erfüllt werden, daß die im Versuch auftretenden Durchbiegungen w_1 des wirklichen Systems durch eine Verformungssteuerung an der Rippe an jedem Orte z simuliert wird. Im Versuch müssen dabei die äußeren Lasten der Rippe über der Branddauer so bestimmt werden, daß diese Forderung eingehalten wird. Dabei ergibt sich, daß zwischen den äußeren konstanten Lasten q_w des Plattenbalkens und den äußeren über der Branddauer veränderlichen Lasten q_R der Rippe ein Differenzbetrag nach Gl. (2.22) auftritt:

$$q_w - q_R = \Delta q \quad \lim_{w_R \rightarrow w} \quad (2.22)$$

Die mittragende Plattenbreite kann dabei nachträglich durch die während des Versuchs gemessenen Differenzlasten ermittelt werden. Dieses Verfahren wird in Bild 2.6 erläutert.

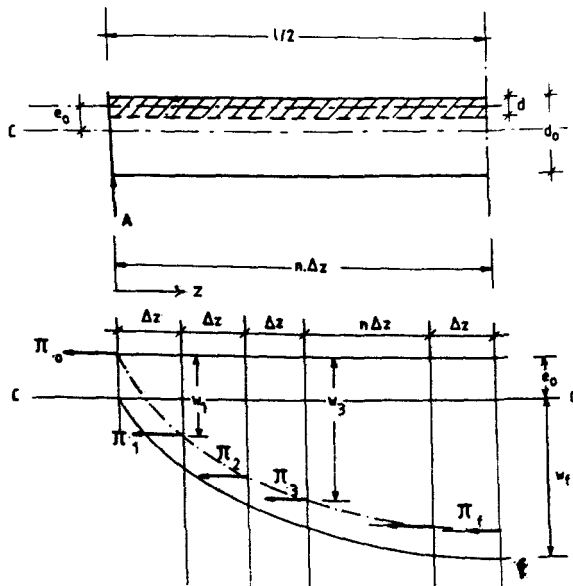


Bild 2.6: Verformungs-Beanspruchungs-Zustand der Rippe im Brandfall

Die obere Hälfte des Bildes 2.6 enthält Angaben über die Geometrie der Rippe. Der schraffierte Bereich stellt den Anschlußbereich der Gurtplatte dar. Mit der Linie K-K wird die Kontaktlinie und mit der Linie C-C die Schwerpunktschwerachse des Plattenbalkens dargestellt. Die untere Hälfte des Bildes 2.6 zeigt den Verformungszustand der Rippe mit den wirkenden Doppelschubkräften, die eine Verformungsgleichheit zwischen dem wirklichen System und der Rippe bewirken.

Versuchstechnisch ist es jedoch nicht möglich, diese Schubkräfte in der Art zu simulieren, daß die Verformungen zwischen den beiden Bauteilen identisch werden können. Statt dessen ist es möglich, im Versuch die äußeren q_R -Lasten der Rippe so zu steuern, daß dieser Vorgang der Aussteifung der Schubkräfte an der Rippe nahe kommt. Durch dieses Vorgehen wird die Gl. (2.5) näherungsweise und die Gl. (2.12) voll erfüllt. Da bei den späteren Berechnungen nur die Gl. (2.12) zugrunde gelegt wird, ist somit eine der wichtigsten Bedingungen zur Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreite eingehalten.

Das Rechenverfahren sieht eine Diskretisierung der Rippe längs der Bauteilachse vor. Auf der unteren Bildhälfte von Bild 2.6 ist die Resultierende der Doppelschubkräfte an bestimmten diskreten Punkten richtungstreu angesetzt. Um die Kompatibilitätsbedingungen in diesen Punkten einhalten zu können, wird der Gleichgewichtszustand am verformten System untersucht:

$$\sum_{i=1}^n \pi_i (w_f + e_0 - w_i)_f = \sum_{i=1}^n |m_{i,a}|_f \quad (2.23)$$

In dieser Gleichung zeigt w_f die Durchbiegung in Feldmitte, w_i die Durchbiegung an dem betrachteten diskreten Punkt des wirklichen Systems und $m_{i,a}$ das äquivalente äußere Biegemoment infolge der jeweiligen resultierenden Doppelschubkraft π_i , wobei hier π_i nach Gl. (2.24) berechnet wird:

$$\pi_i = \frac{\Delta z_i}{\int_0^{\Delta z_i} T_z dz} \quad (2.24)$$

Dabei erfolgt die Verteilung des T_z -Schubflusses nach der Einwirkung der Querkräfte der entsprechenden äußeren Belastung.

Nach einer Umformung der Gl. (2.23) wird die resultierende

Schubkraft Π_f in der Feldmitte nach Gl. (2.25) ermittelt:

$$\Pi_f = \frac{\Delta M}{w_f + e_0 - l} \quad (2.25)$$

wobei in Gl. (2.25)

$$\Delta M = \sum_{i=1}^n m_{i,0} \quad (2.26)$$

und

$$F = \sum_{i=1}^n \tau_i \cdot w_i \cdot \int_0^{l/2} Q \, dz \quad (2.27)$$

wobei sich die τ_i -Werte aus der anteiligen Fläche des Querkraftdiagramms ergeben. Die resultierende Aussteifungskraft ist mit den Angaben der Gl. (2.28) identisch:

$$\Pi_f = \int_0^{l/2} \tau_z \, dz \quad (2.28)$$

Im Falle der Einwirkung von Streckenlasten ergibt sich ΔM aus Gl. (2.29):

$$\Delta M = \frac{l^2}{8} \sum_{i=1}^n \Delta q_i = \Delta q \frac{l^2}{8} \quad (2.29)$$

Im Sinne der bereits diskutierten Darlegungen kann nun ΔM durch einen Brandversuch an einem einfachen Balken bestimmt werden. Daraus ergibt sich Π_f nach Gl. (2.25). Um die Gl. (2.20) anwenden zu können, müssen zusätzlich die Hochtemperatursteifigkeiten der Rippe nach Gl. (2.30) bestimmt werden:

$$(EI) = \frac{M_0 - \Pi_f \cdot e_0}{\chi_{t,0} - \chi_R} \quad (2.30)$$

In Gl. (2.30) zeigt $\chi_{t,0}$ die reine thermische Krümmung der Rippe, während χ_R die last- und temperaturabhängige Krümmung der Rippe ist.

Die Gleichung (2.25) muß auf Gleichung (2.31) modifiziert werden, wenn die Biege- und Torsionsteifigkeit der Gurtplatte zusätzlich berücksichtigt werden soll.

$$\Pi_f = \frac{\Delta M - 2\lambda_y \cdot m_{f,pl}}{w_f + e_0 - \Gamma} \quad (2.31)$$

In Gl. (2.31) stellt $m_{f,pl}$ das innere Biegemoment beziehungsweise Torsionsmoment der Gurtplatte/lfdm bei gleichen Randdehnungen und Krümmungen der Rippe dar.

Aus Gl. (2.31) wird deutlich, daß zur Bestimmung der mittragenden Plattenbreite eine Iterationsschleife über λ_y durchgeführt werden muß. Die Berücksichtigung der Biegesteifigkeit der Platte hat zur Folge, daß die "mittragende Plattenbreite" sich erheblich reduziert im Vergleich zur Scheibenberechnung.

Die Ergebnisse der experimentellen und theoretischen Untersuchungen werden im folgenden Abschnitt vorgelegt.

3 Ergebnisse der experimentellen und theoretischen Arbeiten

3.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm sieht eine Reihe von Versuchen mit Versuchskörpern als Plattenbalken auf zwei Stützen sowie mit einfachen Balken mit gleicher Stützweite und Stegquerschnitt unter Brandbeanspruchung vor. Die Gurtbreite des Plattenbalkens wurde so gewählt, daß sie der Spannweite des Probekörpers gleich ist, so daß angenommen werden kann, daß die "voll mittragende" Plattenbreite innerhalb der Gurtbreite des wirklichen Systems bleibt oder zumindest während der Brandbeanspruchung gleich wird.

In Tabelle 3.1 ist das Versuchsprogramm wiedergegeben, so daß die Abmessungen und die Lasten der Probekörper aus dieser Tabelle entnommen werden können. Die Tabelle beinhaltet außerdem die mechanischen Angaben der Probekörper. Die Versuche wurden nicht bis zum Bruchzustand der Probekörper durchgeführt, demnach kann die Versuchsdauer nicht mit der Feuerwiderstandsdauer der Probekörper gleichgesetzt werden kann. Alle Versuche wurden nach der Normbrandbeanspruchung durchgeführt.

Versuch Nr.	Probekörper	Materialeigenschaften		Abmessungen der Probekörper				Lasten der Probekörper			Versuchsdauer min
		β_s [N/mm ²]	$\beta_{w,20}$ [N/mm ²]	l	b ₀	d ₀	d	q ₀ [kN/m]	$P_{w,20}$ [kN]	N ₀ [kN]	
1	PLB 83-1	438	38	477	30	40	12	22.76	-	-	104
2	PLB 83-2	438	47	477	30	40	12	16.16	16.0	-	104
3	PLB 84-1	500	34	477	30	40	12	25.48	-	-63.14 e = 20cm	118
4	PLB 85-1	491	42	477	30	40	12	34.93	-	-	60
5	PLB 85-2	469	48	477	30	75	12	69.07	-	-	96
6	PLB 86-1	470	36	475	45	30	12	32.16	-	-	68

Tabelle 3.1: Versuchsprogramm und Angaben über die Probekörper

Aus dem Versuchsprogramm wird deutlich, daß sowohl die Abmessungen der Probekörper als auch die Veränderung der Lasten als Parameter untersucht wurden. Bei der Wahl der Probekörperabmessungen wurde Wert darauf gelegt, daß der Rechteckquerschnitt des Plattenbalkens sowohl in der Breite als auch in der Höhe verschiedene Verhältniswerte zur Gurtdicke erhielt. Dadurch wurde das Brandverhalten sowohl von schlanken als auch von flachen Plattenbalken experimentell und theoretisch erfaßt.

Die Plattenbalken wurden mit dem 70 %igen Anteil der Gebrauchslast belastet, nur bei dem vierten Plattenbalkenversuch wurde die Gebrauchslast in voller Höhe angesetzt.

In den ersten drei Versuchen wurden die Probekörper mit gleichmäßig verteilten Lasten belastet, wobei die Probekörperabmessungen unverändert blieben.

Im zweiten Versuch wurde zusätzlich zu den gleichmäßig verteilten Belastungen auch eine Einzellast in Feldmitte angeordnet. Die gleich-

mäßig verteilten Lasten dieses Versuchskörpers resultierten lediglich aus dem Anteil des Eigengewichts.

Im dritten Versuch wurde außerdem eine ausmittig angreifende Längskraft zur Simulation eines Zwängungszustands vorgesehen. Diese Kraft blieb während der gesamten Branddauer in ihrer Wirkung und ihrem Grad unverändert. Eine solche Längskraft könnte im Brandfall aus verschiedenen Gründen auftreten. Sie kann durch die Interaktion des Gesamtsystems entstehen, oder sie kann den Zustand eines vorgespannten Plattenbalkens ohne Verbund im Brandfall darstellen. Im Rahmen des Versuchsprogramms wurde jedoch diese Kraft während der ganzen Brandbeanspruchung unverändert beibehalten, um die Parameteranzahl in Grenzen halten zu können. Alle Probekörper wurden - die Lasten in der vertikalen Symmetrieebene der Rippe wirkend- geprüft.

Die ersten zwei Plattenbalken dieser Versuchsreihe besaßen in den beiden Ebenen der Endauflager sowohl mit der Rippe als auch mit den Gurtplatten verbundene Querträger. Bei diesem Vorgehen wurde vorerst angenommen, daß sich die Gurtplatte mit Rücksicht auf die verschwindend kleine Biegesteifigkeit widerstandslos der durchgebogenen Rippe anzuschmiegen vermag. Die Gurtplatte sollte dabei nur aussteifend wirken. Durch begleitende rechnerische Untersuchungen wurde jedoch festgestellt, daß die Gurtplatte deutliche Biegesteifigkeit besitzt und dadurch einen Teil der äußeren Lasten zur Abtragung an den Auflagern übernimmt. Wie in Abschnitt 3.2 gezeigt wird, beeinflußt die Biegesteifigkeit der Gurtplatte die mitwirkende Plattenbreite erheblich.

In den weiteren Versuchen wurden diese Querträger nicht mehr angeordnet. Dadurch wurde erreicht, daß die äußeren Lasten nur vom Steg des Plattenbalkens getragen werden und die Gurtplatten nur eine aussteifende Aufgabe übernahmen. Die Drillmomente der Gurtplatten bleiben davon unberührt.

Zu jedem Plattenbalkenversuch wurde zusätzlich ein einfacher Balkenversuch durchgeführt. Die Abmessungen der Probekörper dieser Versuchsreihe entsprechen nur den Abmessungen der Rippe des jeweiligen Plattenbalkenversuchs. Wie im Abschnitt 2 diskutiert wurde, wurden Balkenversuche deshalb durchgeführt, um die Einwirkung der Doppel-

schubkräfte der in der Kontaktlinie gelegenen Rippen- und Plattenfasern an jedem Orte der Feldbreite im Brandfall experimentell ermitteln zu können. Die Balkenversuche wurden verformungsgesteuert durchgeführt. Dabei wurden die bei den Plattenbalkenversuchen gemessenen vertikalen Verformungen der Rippe bei den Balkenversuchen über die Branddauer nachgefahren.

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse der Untersuchungen mitgeteilt.

3.2 Ergebnisse der Untersuchungen

Im Rahmen dieses Beitrags werden einige repräsentative Ergebnisse der durchgeführten Versuche mitgeteilt. Die Ergebnisse der gesamten Versuchsreihe werden im Abschnitt 4 zusammengefaßt. Die Ergebnisse der ersten drei Versuche wurden deshalb hier beispielhaft gewählt.

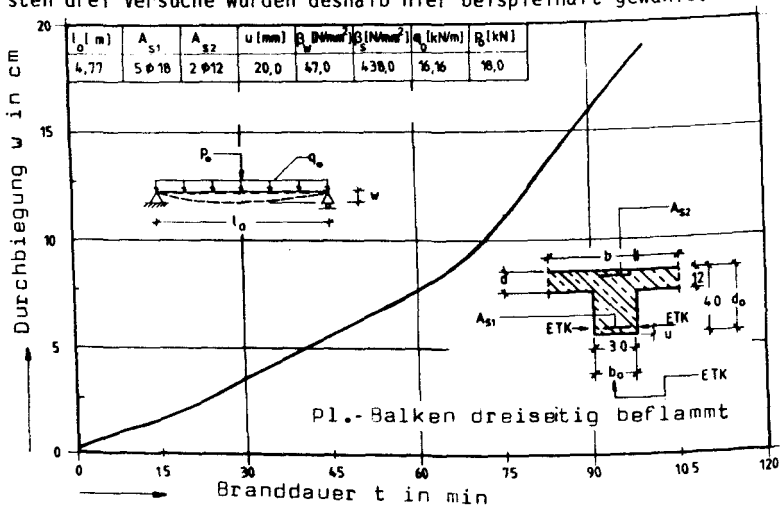


Bild 3.1: Gemessene Durchbiegungen des Versuchskörpers
PLB 83-2 in der Feldmitte während der Branddauer

In Bild 3.1 sind die gemessenen Verformungen in Feldmitte des Plattenbalkens PLB 83-2 über der Branddauer dargestellt. Die Tabelle am oberen Bildrand enthält die mechanischen und statischen Angaben des Versuchskörpers. Im Bild wurde zusätzlich ein Querschnitt mit den zugehörigen Abmessungen und verwendeten Bezeichnungen hinzugefügt. Der Versuchskörper ist nach DIN 4102 dreiseitig von unten beflammt

worden.

Die gleichmäßig verteilten Lasten des Versuchskörpers resultieren aus dem Eigengewicht des Plattenbalkens. Der Anteil der Einzellast in der Gesamtbeanspruchung beträgt dabei 35 %. Diese gemessenen vertikalen Verformungen des Plattenbalkens wurden im einfachen Balkenversuch auf zwei Stützen durch Steuerung der Einzellast in Feldmitte während der Branddauer eingehalten.

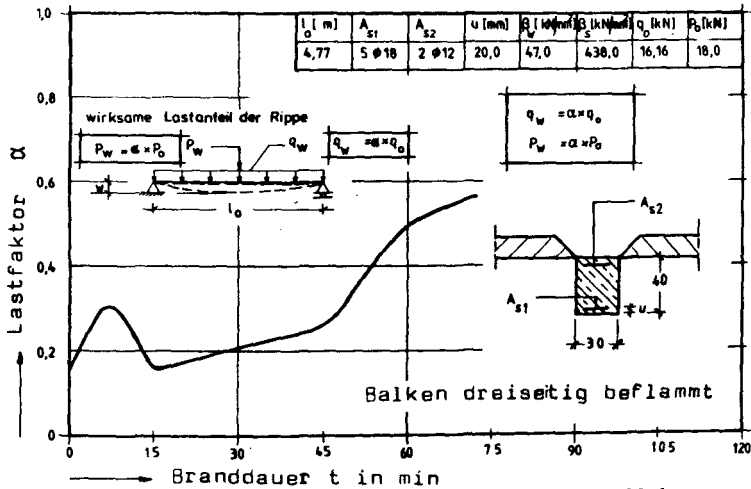


Bild 3.2: Bezogener Lastanteil der Rippe im Versuch PLB 83-2

In Bild 3.2 ist der Lastanteil der Rippe vom Plattenbalken PLB 83-2 über der Branddauer dargestellt. Aus der linken vertikalen Achse des Bildes 3.2 kann der Lastfaktor entnommen werden. Dieser Faktor zeigt das Verhältnis zwischen der auf die Rippe des Plattenbalkens effektiv wirkenden Last und der Gesamtbelastung des Versuchskörpers.

Aus dem Bild ist zu erkennen, daß zum Versuchsbeginn etwa 20 % der Gesamtlasten nur von der Rippe des Plattenbalkens übernommen und der Restbetrag durch Aussteifung der Gurtplatten getragen werden. Bis zur 10. Minute der Branddauer steigt der Lastfaktor geringfügig an. Das bedeutet, daß die Gurtplatte während der ersten Minuten der Brandbeanspruchung ihre aussteifende Wirkung verliert. Dieser Effekt ist thermisch bedingt und durch die unterschiedlichen thermischen Dehnungen im Steg und in der Gurtplatte zu erklären. Er wurde fast in allen Plattenbalkenversuchen beobachtet.

In der 15. Minute der Branddauer hat sich die Aussteifungswirkung der Gurtplatte so weit stabilisiert, daß die Verteilung der Lastanteile wieder dem Zustand zu Versuchsbeginn entspricht. Mit fortschreiten der Branddauer verliert jedoch die Gurtplatte stetig an aussteifender Wirkung. Dem Bild ist zu entnehmen, daß nach einer Branddauer von einer Stunde fast die Hälfte der Lasten nur von der Rippe übernommen wird.

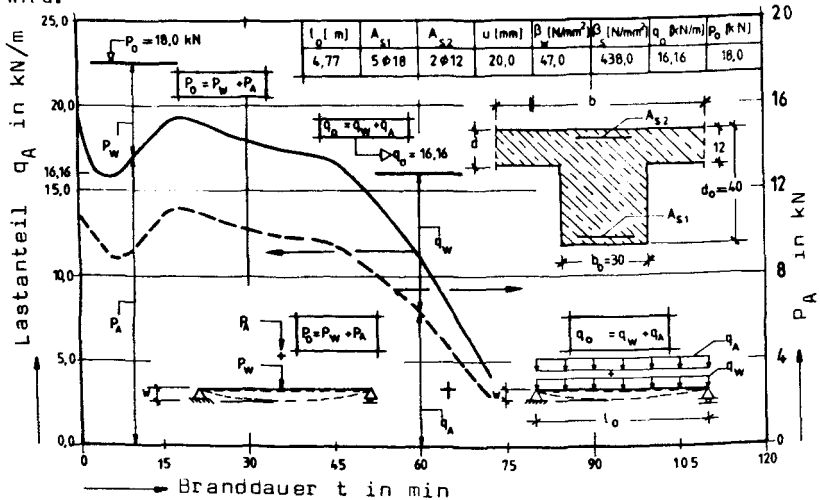


Bild 3.3: Lastanteile der Rippe im Versuch PLB 83-2

In dem Bild 3.3 sind die Lastanteile der Gurtplatten über der Branddauer dargestellt. Am linken Bildrand kann der Lastanteil der Gurtplatte, der durch seine aussteifende Wirkung übernommen wird, für die gleichmäßig verteilten Lasten des Plattenbalkens entnommen werden. Dagegen kann am rechten Bildrand der Lastanteil für die Einzellast abgelesen werden. Aus dem Bild wird deutlich, daß die einwirkenden Lasten aus zwei Komponenten resultieren. Die Lastanteile, die mit Index A angegeben werden, gehören zu derjenigen Gruppe, die durch die Aussteifung der Gurtplatten übernommen werden; d.h. die Lasten der Rippe müssen während der Versuchsdauer um diesen Betrag reduziert werden, um die bei den Plattenbalken gemessenen Durchbiegungen im Versuch erhalten zu können.

Die Lasten, die mit dem Index w angegeben werden, zeigen dagegen den Lastanteil der Rippe, der allein durch ihre Biegesteifigkeit übernommen wird. Dem Bild 3.3 kann man entnehmen, daß mit fortschreitender

Branddauer die wirksamen Lasten der Rippe q_w ständig ansteigen. Dieser Effekt zeigt deutlich, daß der Probekörper seine Tragwirkung als Plattenbalken ständig verliert, so daß die Lasten am Ende nur von der Rippe übernommen werden können. Naturgemäß beruht die Umwandlung des Plattenbalkens in einen allmählichen Rippenquerschnitt auf der Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreite.

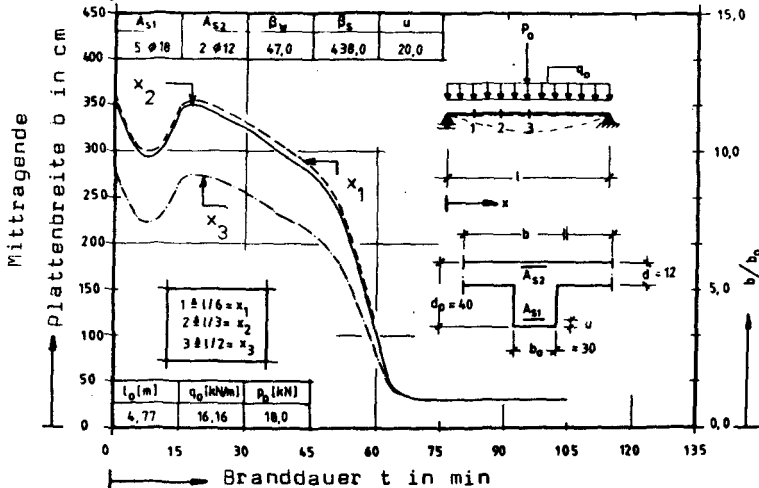


Bild 3.4: Verlauf der mittragenden Plattenbreite im Versuch PLB 83-2 an Drittelpunkten der halben Stützweite (Steifigkeit der Gurtplatten ist vernachlässigt)

In der Tat ist dieser Effekt in Bild 3.4 dargestellt. Während in diesem Bild an der horizontalen Achse die Branddauer abgelesen werden kann, zeigt die vertikale Achse am linken Bildrand die mittragende Plattenbreite des Versuchskörpers an verschiedenen Orten der Feldweite. Sie sind in den Drittelpunkten der halben Stützweite in Bild 3.4 wiedergegeben. Am rechten Bildrand dagegen können die bezogenen mittragenden Plattenbreiten abgelesen werden.

Aus dem Bild wird deutlich, daß die mittragende Plattenbreite nach dem Durchlaufen eines Talbereichs in den ersten 15 Minuten der Branddauer mit weiterer Einwirkung der Brandbeanspruchung ständig abnimmt. Die Reduzierung der mittragenden Plattenbreite schreitet so weit voran, daß nach einer 70minütigen Brandbeanspruchung nicht mehr von einer mittragenden Plattenbreite gesprochen werden kann. Nach Erreichen dieser Branddauer werden die Gesamtlasten nur von der Rippe ge-

tragen, während die Gurtplatten ihre aussteifende Wirkung vollständig verlieren.

Aus Bild 3.4 ist außerdem erkennbar, daß die mittragende Plattenbreiten ortsabhängig sind. Während in den ersten Drittelpunkten der halben Stützweite kaum große Unterschiede in den mittragenden Plattenbreiten zu beobachten sind, ist unter der Einzellast eine Einschnürung der mittragenden Plattenbreite ermittelt worden.

Interessant sind auch die anfänglich thermisch bedingte Abnahme und der anschließende Anstieg der mittragenden Plattenbreite in den ersten 20 Minuten der Brandbeanspruchung. Dieser Effekt ist insbesondere - wie schon vorstehend diskutiert - durch die unterschiedlichen reinen thermischen Dehnungen der Rippe und der Gurtplatte zu erklären; er ist in den Gleichungen (2.7) und (2.16) erfaßt worden (vgl. Abschn. 2.7).

In Bild 3.4 ist bei der Bestimmung der mittragenden Plattenbreite die Gurtplatte nur als eine Scheibe berücksichtigt und ihre Biegesteifigkeit als verschwindend klein betrachtet worden. Berücksichtigt man jedoch die Biegesteifigkeit der Gurtplatten nach Gl. (2.31), dann ergibt sich eine Mitwirkung der Plattenbreite, die in Bild 3.5 dargestellt worden ist. In Bild 3.5 ist an der horizontalen Achse der Versuchsdauer am linken Bildrand die mittragende Plattenbreite abzulesen. Am rechten Bildrand ist wiederum die bezogene mittragende Plattenbreite eingetragen.

Ein Vergleich mit Bild 3.4 zeigt deutlich, daß die Biegesteifigkeit der Gurtplatte auf die Größe der mittragenden Plattenbreite einen erheblichen Einfluß ausüben kann. Die mittragende Plattenbreite wird dadurch fast bis auf 30 % der Werte, die durch eine Scheiberechnung ermittelt wurden, reduziert. Aus der Darstellung von Bild 3.5 geht damit hervor, daß die Aussteifungswirkung der Gurtplatten als Scheibe gegenüber einer Aussteifung als Biegeplatte deutlich geringer ist.

In Bild 3.6 ist die mittragende Plattenbreite der Branddauer eines Plattenbalkens über der Branddauer eingetragen, wenn die Lasten gleichmäßig angeordnet sind. Am linken Bildrand ist die mittragende Plattenbreite abzulesen, während am rechten Bildrand die mittragende

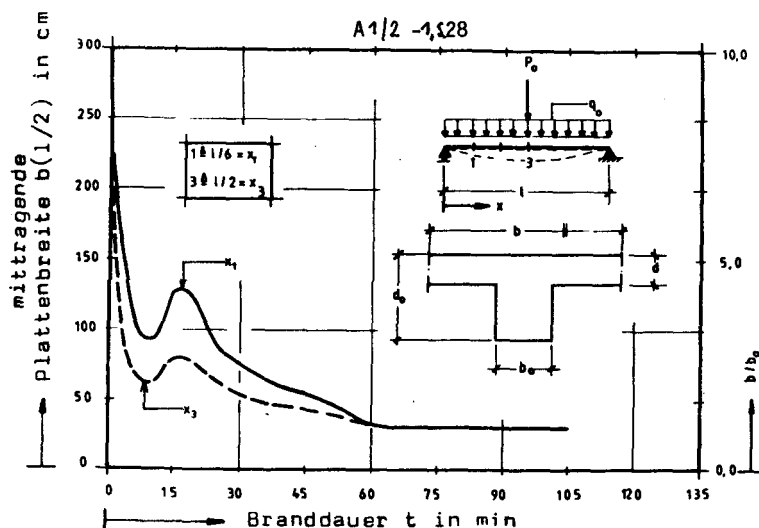


Bild 3.5: Verlauf der mittragenden Plattenbreite im Versuch PLB 83-2 an Drittelpunkten der halben Stützweite (Steifigkeit der Gurtplatten ist berücksichtigt)

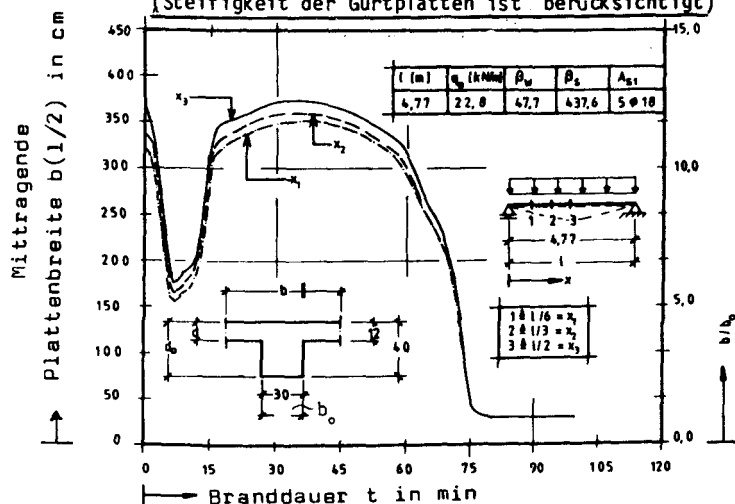


Bild 3.6: Verlauf der mittragenden Plattenbreite im Versuch PLB 83-1 an Drittelpunkten der halben Stützweite (Steifigkeit der Gurtplatten ist vernachlässigt)

Plattenbreite als bezogene Größe angegeben ist. Dem Bild wurden zusätzlich eine Tabelle mit den statischen und mechanischen Größen des Versuchskörpers hinzugefügt.

Im Bild 3.6 ist die mittragende Plattenbreite wiederum an verschiede-

nen Orten der halben Stützweite dargestellt. Es wird deutlich, daß die mittragende Plattenbreite im Falle der gleichmäßig verteilten Lasten in Feldmitte am größten ist. Zum Auflager hin reduziert sich die mittragende Plattenbreite geringfügig. Zu ähnlichen Ergebnissen gelangte man auch durch eine elasto-statische Untersuchung des Problems.

Aus dem Bild wird deutlich, daß die mittragende Plattenbreite zu keinem Zeitpunkt der Branddauer größer geworden ist, als die Breite im kalten Zustand. Außer einem Talbereich der mittragenden Plattenbreite, innerhalb der ersten 20 Minuten der Branddauer, bleibt die zum Versuchsbeginn ermittelte mittragende Plattenbreite fast bis zu einer einstündigen Brandbeanspruchung unverändert. Nach Überschreiten dieses Zeitpunkts, wird jedoch ein steiler Abfall in der mittragenden Plattenbreite des Versuchskörpers beobachtet. In der 75. Minute ist die Reduzierung der mittragenden Plattenbreite so weit vorangeschritten, daß man von einer Aussteifung der Gurtplatten nicht mehr reden kann.

Die Ergebnisse in Bild 3.6 wurden durch eine Scheibenberechnung der Gurtplatten ermittelt; d.h. die Biegesteifigkeit der Gurtplatten wurde in den Berechnungen nicht berücksichtigt. Beim Ansatz einer Biegesteifigkeit der anschließenden Platten, werden erheblich niedrigere mittragende Plattenbreiten ermittelt. Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse zusammenfassend, für die ersten drei Versuche diskutiert.

3.3 Vergleich der Ergebnisse

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der ersten drei Versuche des Forschungsvorhabens gegenübergestellt. Bei diesen Versuchen sind die Abmessungen der Probekörper gleich geblieben; verändert wurden lediglich Art und Höhe der Belastungen. Der Versuch PLB 83-1 wurde für eine gleichmäßig verteilte Belastung vorgesehen, während PLB 83-2 neben einer gleichmäßig verteilten Belastung aus Eigengewicht zusätzlich mit einer Einzellast in Feldmitte durchgeführt wurde. Dagegen wurde mit Versuch PLB 84-1 ein Zwängungszustand durch eine ausmittig angreifende Längskraft simuliert. Im Versuch wirkte die Zwangskraft auf das Feldmoment aus gleichmäßig verteilter Belastung entlastend.

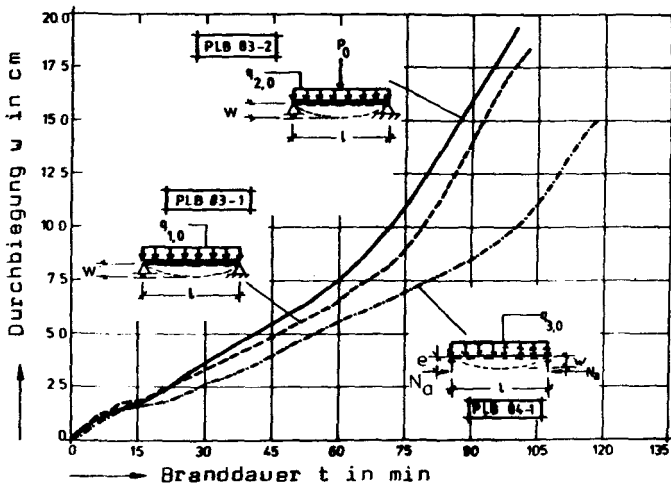


Bild 3.7: Repräsentativer Verlauf der gemessenen Durchbiegungen im Feldmitte der untersuchten Probekörper PLB 83-1, PLB 83-2 und PLB 84-1 als Plattenbalken

In Bild 3.7 sind die im Versuch gemessenen Durchbiegungen der Plattenbalken in der Feldmitte während der Branddauer dargestellt. Als Parameter für die gemessenen Verformungen sind die oben erwähnten Versuchsrandbedingungen angegeben.

Weitere Randbedingungen dieser Versuche sind in Tabelle 3.1 zu finden. Der gemessene Verformungsverlauf im Versuch PLB 84-1 zeigt deutlich den entlastenden Einfluß der ausmittig angreifenden Längskraft.

In Bild 3.8 sind nun die gerechneten mittragenden Plattenbreiten für die vorhin erwähnten Fälle während der Branddauer dargestellt. Am linken Bildrand können die mittragenden Plattenbreiten in Feldmitte abgelesen werden. Dagegen zeigt der rechte Bildrand die bezogene mitwirkende Plattenbreite am gleichen Ort.

Es wird deutlich, daß bei den gegenübergestellten Versuchsergebnissen ein diskontinuierlicher Verlauf der mittragenden Plattenbreite in den anfänglichen Einwirkungszeiten der thermischen Beanspruchung zu beobachten ist. Ein deutlicher Talbereich in der mittragenden Plattenbreite wird in allen Versuchen während der ersten 15minütigen Brand-

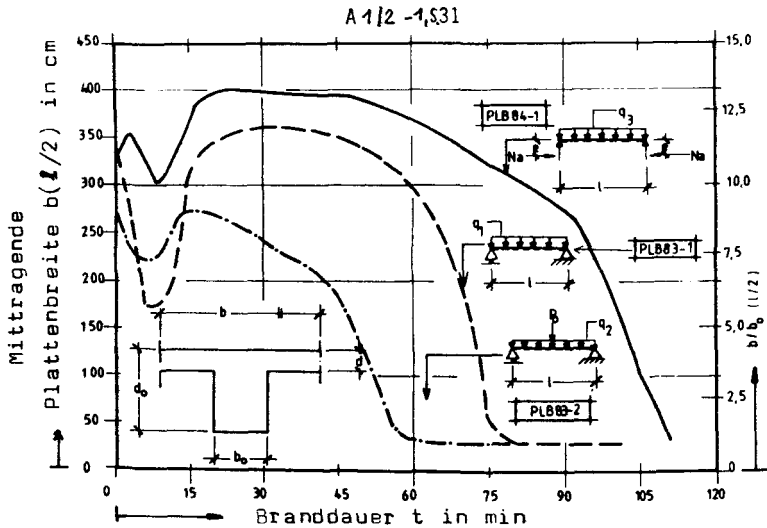


Bild 3.8: Repräsentativer Verlauf der gerechneten mittragenden Plattenbreite in Feldmitte der untersuchten Probekörper PLB 83-1, PLB 83-2 und PLB 84-1
(Steifigkeit der Gurtplatten ist vernachlässigt)

beanspruchung der Probekörper ermittelt. Die Abnahme der mitwirkenden Plattenbreite in diesem Talbereich ist nach den eingestellten Versuchsbedingungen unterschiedlich.

Der tiefste Punkt dieses Talbereichs wird für den gleichmäßig belasteten Probekörper PLB 83-1 ermittelt. Bei anderen Belastungsarten ist dieser Talbereich wenig ausgeprägt. Nach Durchlaufen dieses Minimums steigt die mitwirkende Plattenbreite wieder steil an und erreicht den ursprünglichen Bereich vor Versuchsbeginn etwa in der 20. Minute der Branddauer.

Während bei den Versuchs n PLB 83-1 und PLB 83-2 kaum ein weiterer Anstieg in der mitwirkenden Plattenbreite ermittelt werden kann, wird ein weiterer geringfügiger Anstieg der mitwirkenden Plattenbreite für den simulierten Zwängungszustand des Versuchskörpers PLB 84-1 festgestellt.

Nach Erreichen eines Maximums wird bei den Versuchen PLB 83-1 und PLB 84-1 ein langandauernder, quasistabiler Bereich für die mitwirkende Plattenbreite beobachtet. Danach kommt es in den untersuchten Probekörpern zu einem steilen Abfall der mitwirkenden Plattenbreite.

Im Probekörper PLB 83-2 ist dieser Vorgang dagegen, nach Durchlaufen des Talbereichs, ein stetiger abnehmender Verlauf.

Das Auftreten eines Talbereichs in der mittragenden Plattenbreite während der Brandbeanspruchung wurde im Abschnitt 3.2 begründet. Die unterschiedliche Höhe dieses Talbereichs kann mit den äußeren Lasten einflüssen erklärt werden. Eine Einzellast in Feldmitte sowie eine an den Auflagern entlastend eingreifende Längskraft hat einen stabilisierenden Effekt auf die Entstehung eines Talbereichs. Dieser Effekt kann auch durch Analyse der Gl. (2.6) und (2.27) begründet werden.

Eine solche Analyse zeigte, daß die Differenz zwischen den thermischen Krümmungen der Rippe und des Ersatzsystems durch die Steifigkeitsveränderung und die Veränderung der Schubkräfte an der Kontaktlinie, je nach der Art der Belastungen, unterschiedlich kompensiert wird.

Die steile Abnahme der mittragenden Plattenbreite nach einer bestimmten Branddauer kann dadurch erklärt werden, daß die Gurtplatten nach einer bestimmten thermischen Einwirkung ihre aussteifende Wirkung verlieren. Der Verlust der Materialfestigkeit an der Kontaktlinie der Gurtplatten führt dazu, daß sie sich der durchgebogenen Rippe mit geringem Widerstand anzuschmiegen vermögen. Auch dieser Effekt kann durch eine Analyse der Gl. (2.16) festgestellt werden.

Während in Bild 3.8 die mittragende Plattenbreiten nach einer Scheibenberechnung ermittelt worden sind, zeigt das Bild 3.9 die Ergebnisse für die mittragende Plattenbreite unter der Voraussetzung, daß in den Berechnungen auch die Biegesteifigkeit der Gurtplatten berücksichtigt werden.

Das Bild 3.9 zeigt deutlich, daß die Biegesteifigkeit der Gurtplatten auf die Größe der mittragenden Plattenbreite einen erheblichen Einfluß haben kann. Außerdem wird deutlich, daß die Tiefe der Talbereiche für die mittragenden Plattenbreiten erheblich größer wird. Die größte Taltiefe ist wiederum bei einer gleichmäßigen Belastung des Plattenbalkens beobachtet worden. Bei anderen Belastungsfällen ergeben sich geringere Taltiefen.

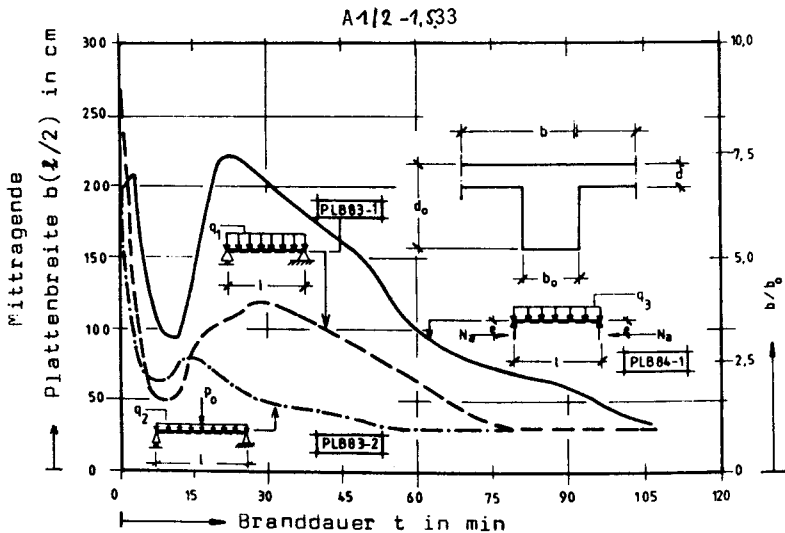


Bild 3.9: Repräsentativer Verlauf der gerechneten mittragenden Plattenbreite im Feldmitte der untersuchten Probekörper PLB 83-1, PLB 83-2 und PLB 84-1
(Steifigkeit der Gurtplatten ist berücksichtigt)

Dem Bild 3.9 kann man entnehmen, daß die abfallende Tendenz der mittragenden Plattenbreiten nach Durchlaufen eines Maximums gegenüber den Ergebnissen, die in Bild 3.8 dargestellt wurden, weniger steil ist. Dieser Effekt kann wieder mit der stabilisierenden Wirkung der Biegesteifigkeiten, wie sie in Gl. (2.31) zum Ausdruck kommen, erklärt werden.

4 Zusammenfassung

In dem vorliegenden Beitrag sind, aufgrund einer vereinfachten Theorie des Plattenbalkens, Untersuchungen durchgeführt worden für die Bestimmung der Schubspannungen in der Kontaktlinie zwischen Gurt und Rippe, und für die Spannungsergebnisse der Gurte vom Plattenbalken auf zwei Stützen mit verschiedenen Belastungen.

Zur Bereitstellung der notwendigen Eingangsgrößen für die aufgestellte Theorie wurden Versuche an Probekörpern als Plattenbalken und an Probekörpern als einfache Balken durchgeführt. Der einfache Balken hatte den gleichen Querschnitt, und die gleiche Stützweite wie die Rippe des Plattenbalkens. Die Gurtplatten der Plattenbalken wurden so gewählt, daß zumindest die erwartete mittragende Plattenbreite

te innerhalb der Breite der Gurtplatten vom wirklichen System bleibt. Die durchgeführten Balkenversuche dienten in erster Linie zur Bestimmung der resultierenden Schubkräfte der Gurte des Plattenbalkens an der Kontaktlinie. Mit Hilfe dieser experimentell bestimmten Druckkräfte der Gurte war es nachträglich möglich, die mittragende Plattenbreite rechnerisch zu bestimmen. Diesbezüglich wurde ein Rechenprogramm aufgestellt, welches gestattet, sowohl die materialmäßige als auch die geometrische Nichtlinearität des Probekörpers im Brandfall zu berücksichtigen.

Um die Parameteranzahl im Rahmen dieser Arbeit nicht unnötig zu erhöhen, wurden gezielte Versuche mit bestimmten Randbedingungen durchgeführt. Bei der Wahl dieser Bedingungen wurde darauf geachtet, daß möglichst verschiedene Problemkreise bei der Bestimmung der mittragenden Plattenbreite untersucht, zumindest einbezogen werden konnten. Deshalb wurden sowohl schlanke als auch flache Plattenbalken untersucht. Dabei wurden die Lasten der Plattenbalken mit einer gleichmäßig verteilten Last, mit einer Einzellast und mit einer Achskraft längs der Rippenachse des Plattenbalkens kombiniert. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefaßt werden:

1. In allen untersuchten Fällen tritt zu Beginn der Brandbeanspruchung ein Talbereich im Verlauf der mittragenden Plattenbreite auf.
2. Der Gradient und die Tiefe dieses Talbereichs ist unterschiedlich. Dabei treten Maximalwerte bei gleichmäßig verteilter Belastung der Rippe auf.
3. Nach Durchlaufen dieses erwähnten Talbereichs ist der Verlauf der mittragenden Plattenbreite für eine bestimmte Branddauer stabilisiert. Dabei erreicht die mittragende Plattenbreite fast ihren ursprünglichen Wert.
4. Bei axial gezwängten Plattenbalken ist die mittragende Plattenbreite in diesem stabilen Bereich etwa 15 % höher als der Wert vor dem Brandbeginn.

5. Nach diesem stabilen Bereich ist bei allen untersuchten Fällen ein steiler Abfall in der mittragenden Plattenbreite festgestellt worden. Die Abnahme der mittragenden Plattenbreite schreitet so weit voran, daß die Aussteifungswirkung der Gurtplatten vollständig verschwindet, so daß die mittragende Plattenbreite lediglich aus der Rippenbreite besteht.
6. Bei voller Wirkung der Gebrauchslasten, ist der in Pkt. 4 erwähnte stabile Bereich der mittragenden Plattenbreite erheblich kürzer. Er beträgt bei gleichmäßig verteilten Lasten, etwa ein Drittel der Zeitdauer, die bei Wirkung der 70 % angesetzten Gebrauchslasten festgestellt wird.
7. Bei sehr schlanken Plattenbalken, (Versuchs-Nr. 5 in Tabelle 3.1) wurden erheblich größere mittragende Plattenbreiten ermittelt. Dieses Ergebnis deutet darauf hin, daß bei größeren Rippenhöhen, ($d_0 / d < 6$) der Aussteifungseffekt der Gurtplatten besonders aktiviert wird
8. Bei flachen Plattenbalken nimmt dagegen die mittragende Plattenbreite sehr schnell ab; ein Effekt, der zeigt, daß in solchen Fällen die Gurtplatten, zur Aussteifung der Rippe im Brandfall nicht stark herangezogen werden. Dieser Vorgang ist dadurch zu erklären, daß sich sowohl die Rippe als auch die Gurtplatten bei der Abtragung der Lasten sich fast gleichmäßig beteiligen. Außerdem ist bei flachen Plattenbalken der Einfluß der reinen thermischen Krümmungen des Ersatzsystems und der Rippe auf die Bestimmung der mitwirkenden Plattenbreite sehr gering, weil sich nach einer bestimmten Branddauer beide Krümmungen angleichen.

Im Rahmen dieser Arbeit durchgeführte experimentelle und theoretische Untersuchungen haben eine besonders wichtige Erkenntnis gebracht:

Die mittragende Plattenbreite eines Riegels mit anschließenden Gurtplatten in einem Rahmensystem, ändert sich während einer Brandbeanspruchung. Die Änderung der mittragenden Plattenbreite ist sowohl von statischen als auch von geometrischen Randbedingungen des Riegels abhängig. Für die rechnerische Untersuchung der Rahmensysteme aus

Stahlbeton ist es deshalb erforderlich, die mittragende Plattenbreite zeitabhängig anzusetzen, um wirklichkeitsnahe Angaben bei einer brandschutztechnischen Beurteilung des Tragwerksystems machen zu können.

5 Ausblick

Im Rahmen dieser Arbeit können nur Ergebnisse in einem eingeschränkten Parameterspektrum dargestellt werden. Es ist deshalb ratsam, die Ergebnisse für verschiedene statische und geometrische Randbedingungen in Tabellenform oder mit Hilfe der Nomogramme aufzubereiten.

Es ist auch von Interesse, die mittragende Plattenbreite von Durchlaufsystemen zu untersuchen. Dabei sollten sowohl lokale als auch der Gesamtbereich des Durchlaufsystems unter Brandbeanspruchung analysiert werden. Die Untersuchungsergebnisse würden zur Bestimmung und Beurteilung der mittragenden Plattenbreite in Gesamtsystemen einen wertvollen Hinweis darstellen. Da sich sämtliche Bauteile in einem Gesamtsystem während einer Brandbeanspruchung in Interaktion befinden, wird auch die mittragende Plattenbreite der Riegelemente besonders beeinflusst. Es ist interessant zu wissen, welche Parameter in einer solchen Interaktion die mittragende Plattenbreite besonders beeinflussen.

Auch die Untersuchung der mittragenden Plattenbreite von vorgespannten Plattenbalken sowie der mittragenden Plattenbreite von Verbundsystemen konnte in dieser Förderungsperiode des Sonderforschungsbereich 148 nicht durchgeführt werden.

Die rechnerisch theoretische Analyse dieser Probleme wird vom Verfasser zu einem späteren Zeitpunkt intensiv fortgesetzt.

6 Literatur

/1/ Girkmann, K.: Spannungsverteilung in geschweißten Blechträgern, Der Stahlbau 1933, S. 98 - 102.

/2/ Bechert, H.: Die voll mittragende Breite bei Plattenbalken, Be-

ton- und Stahlbetonbau, Heft 12, S.307-313, 1955.

- /3/ Reissner, H.: Spannungsverteilung in der Gurtplatte einer Rippendecke. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik 1934, S. 312-313.
- /4/ Chwalla, E.: Die Formeln zur Berechnung "der voll mittragenden Breite" dünner Gurt- und Rippenplatten, Der Stahlbau 1936, S. 73-78.
- /5/ Reissner, E.: Über die Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit bei der Berechnung der "mittragenden Breite", Schweizerische Bauzeitung 1936, Band 108.
- /6/ Dischinger, F.: Taschenbuch für Bauingenieure, Beitrag Massivbau, S. 1441-1444, Springer-Verlag Berlin, Göttingen, Heidelberg 1943
- /7/ Schade, H.A.: The Effective Breadth of of Stiffened Plating under Bending Loads, Society of Naval Arch. and Marine Engineers, New York 1951, S. 403-430.
- /8/ Chwalla, E.: Über das Problem der voll mittragenden Breite von Gurt- und Rippenplatte, Alfons-Leon-Gedenkschrift, Wien 1951, S. 31-35.
- /9/ Rüschi, H.: Die mitwirkende Plattenbreite bei Plattenbalken, Der Stahlbau 1953, S. 12-14.
- /10/ Schlee, W.: Die Mitwirkung der Gurtscheibe beim vorgespannten Plattenbalken, Beton- und Stahlbetonbau 1957, S. 112-117.
- /11/ Girkmann, K.: Flächentragwerke, Springer-Verlag Wien 1959, 5. Auflage, S. 119-127, und frühere Auflagen.
- /12/ Brendel, G.: Der Plattenbalken und die mitwirkende Plattenbreite, Bericht über die Arbeitstagung der Deutschen Beton-Vereins, München 8.-10.10.59, S. 116-134.

- /13/ Brendel, G.: Die Tragfähigkeit der Gurtplatte von T-Balken aus Stahlbeton bei einfacher Biegung. Bauplanung-Bautechnik 1959, S.458-461.
- /14/ Bürgermeister, G.: Zur mitwirkenden Breite des Plattenbalkens, Der Bauingenieur 1962, S. 195-196, Kurzer Technischer Bericht.
- /15/ Brendel, G.: Strength of the Compression Slab of T-Beams Subject to Simple Bending, Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 61, 1964, S.57-76.
- /16/ Koepcke, W., Denecke, G.: Die mitwirkende Breite der Gurte von Plattenbalken, DASfStB., Heft 192, Berlin 1967, sowie Hinweis von H. P. Rieckmann im gleichen Heft.

Analyse brandbeanspruchter, ebener Rahmentragwerke
- Ein Beitrag zum definierten Objektschutz -

von
Dipl.-Ing. Michael Kiel

Inhaltsverzeichnis

1 Zielstellung	3
2 Temperaturmodell	4
2.1 Allgemeines	4
2.2 Temperatur im Brandraum	4
2.3 Temperatur in der Konstruktion	6
3 Strukturmodell.....	9
3.1 Mechanisches Modell	9
3.1.1 Methoden der Strukturuntersuchung	9
3.1.2 Voraussetzungen.....	11
3.1.3 Herleitung des Balkenelementes	12
3.2 Werkstoffmodell	15
4 Nachlaufrechnung	16
4.1 Abschätzung der auftretenden Schubspannung	16
4.2 Abschätzung der auftretenden Rißweiten	18
5 Beispiele	19
5.1 Testbeispiel durchlaufender Plattenstreifen	19
5.2 Berechnungsbeispiel Straßentunnel	21
6 Zusammenfassung	27
Literaturverzeichnis	28

1 Zielstellung

Bei Bauwerken, die ständig einer definierten Nutzung unterliegen, mit hohem Kostenaufwand erstellt sind und bei denen mit vergleichsweise hohen Brandlasten zu rechnen ist, empfiehlt sich die Anordnung eines beschränkten Objektschutzes mit dem Ziel, nach einem Brand die Trag- und Gebrauchsfähigkeit des Objektes mit geringen Sanierungskosten wiederherstellen zu können. Dies gilt vor allem für tunnelartige Bauwerke.

Aus der in /Gün85/ veröffentlichten 10-Jahres-Statistik der aufgetretenen Brände im Elbtunnel geht beispielsweise hervor, daß dort jährlich i.M. zwei LKW-Brände zu verzeichnen sind. Davon war jedoch bisher kein Tankfahrzeug (TFZ) betroffen, obwohl täglich 1200 TFZ die Elbe unterqueren. Ohne ausreichenden betrieblichen und baulichen Brandschutz geht gerade von diesen TFZ eine erhebliche Gefahr für die öffentliche Sicherheit, für das mit hohem finanziellem Aufwand erstellte Objekt und damit für die Infrastruktur des angrenzenden Wirtschaftsraumes aus.

Die Ziele des baulichen Objektschutzes sind /MO81/ :

- Bei Einwirkung der für das Bauwerk als relevant erachteten Brandbeanspruchung dürfen keine Schäden auftreten, die die Tragfähigkeit des gesamten Tunnelbauwerks oder wichtiger Einzelbauteile gefährden.
- Die Dichtigkeit gegen von außen angreifendes, insbesondere drückendes Wasser muß gewährleistet bleiben.
- Unvertretbare, bleibende Verformungen der Konstruktion dürfen durch die Brandeinwirkung nicht entstehen.
- Wiederherstellungsarbeiten sollen mit möglichst geringem technischen, finanziellen und zeitlichen Aufwand durchführbar sein - also möglichst "von innen".

Der vorliegende Forschungsbericht befaßt sich mit neueren Erkenntnissen auf dem Gebiet des baulichen Objektschutzes. Es werden die Kausalzusammenhänge zwischen Brandlast, Brandraumtemperatur, Bauteiltemperatur und mechanischem Verhalten der Ge-

samtstruktur aufgezeigt, wobei das Schwergewicht auf dem letzten Punkt liegt. Hierzu wurde ein aufwendiges Rechenmodell entwickelt, dessen Herleitung zusammen mit zwei Beispielen ausführlich dargestellt wird. Dem theoretisch weniger interessierten Leser wird empfohlen, das Kapitel 3.1.3 zu überschlagen.

2 Temperaturmodell

2.1 Allgemeines

Die Berechnung des Temperaturverlaufs in der Konstruktion ist allgemein unabhängig von der Berechnung der Schnittkräfte. Trotzdem ist sie integraler Bestandteil der Strukturuntersuchung und soll daher hier kurz geschildert werden.

Die Temperaturberechnung selbst besteht wiederum aus zwei Teilen. Zunächst muß die Brandraumtemperatur und deren zeitliche Entwicklung bestimmt werden. Damit kann anschließend die Temperaturverteilung in der Konstruktion berechnet werden. Da angenommen werden kann, daß Brandraum und Konstruktion sich nicht gegenseitig beeinflussen, erfolgen beide Teile der Berechnung unabhängig voneinander.

2.2 Temperatur im Brandraum

Die Berechnung des zeitlichen Verlaufs der Brandraumtemperatur hat einen entscheidenden Einfluß auf die Temperaturverteilung in der Konstruktion. Ihre Berechnung stößt jedoch auf erhebliche Schwierigkeiten. Dies beginnt bereits bei den Rechenannahmen. Während bei U- und S-Bahntunneln die zu erwartende Brandlast recht gut abgeschätzt werden kann, ist dies bei Vollbahn- und Straßentunneln nicht mehr möglich. Hier muß man sich mit "vernünftigen" Abschätzungen begnügen. Allerdings

geben die bereits eingetretenen, zum Teil katastrophalen Schadensfälle zusätzliche Anhaltspunkte.

Wie sich gezeigt hat, genügen bereits 41 Ätherfässer um einen mehrtägigen Tunnelbrand auszulösen (Tomei-Tunnel, Japan). Es treten hierbei rasch Temperaturerhöhungen von über 1000 K auf. Die weitere Entwicklung des Brandes hängt jedoch in hohem Maß von der Wirksamkeit der eingeleiteten Löschmaßnahmen ab.

Die vorhandenen Brandraummodelle erlauben wegen der vorliegenden einfachen Raumgeometrie eine gute Annäherung der tatsächlichen Verhältnisse, wenngleich ein umfassende Absicherung durch Versuche noch aussteht. Die Untersuchung verschiedener Szenarien hat gezeigt, daß der mit der Hydrocarbonkurve implizierte Brandraumtemperatur-Zeit-Verlauf eine durchaus realistische Einschätzung darstellt. Nimmt man an, daß die Einsatzleitung bei der Bekämpfung des Brandes zunächst versuchen wird, die entstehenden Rauchgase mit Hilfe der Lüftungsanlage von gefährdeten Personen wegzudrücken, so kann daraus gefolgert werden, daß am Brandherd ausreichend Sauerstoff für eine ventilationsbestimmte Verbrennung vorhanden ist. Dies ist bei kleinen Brandlasten günstig, weil sich dann das Problem rasch von selbst löst; bei großen Brandlasten ist diese Vorgehensweise jedoch ungünstig, weil der Brand sich infolge der auftretenden großen Temperaturen auf weite Bereiche ausdehnen kann.

Die Formulierung des abfallenden Astes der Hydrocarbonkurve muß in enger Abstimmung mit der örtlichen Feuerwehr erfolgen, da der Zeitpunkt des Wirksamwerdes der Löschmaßnahmen von den zu erwartenden Alarmzeiten, der Entfernung zum Einsatzort und den vorhandenen Löschmitteln abhängt. Für U- und S-Bahnen kann unter Umständen eine genaue Abstimmung auf den verwendeten Wagentyp vorgenommen werden.

Zur Erleichterung des Verständnisses sind die in Frage kommenden Brandraumtemperatur-Zeit-Beziehungen auf Bild 1 dargestellt.

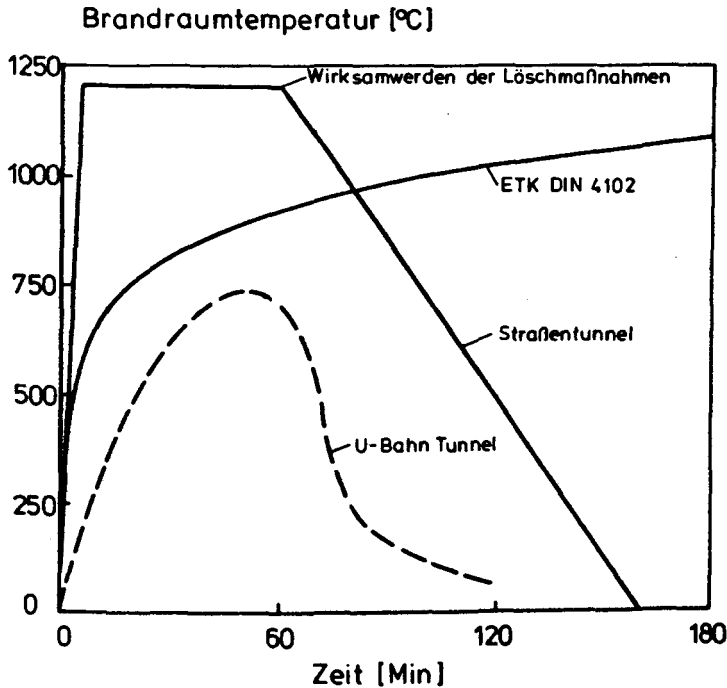


Bild 1: Typische Brandraumtemperatur-Zeit-Verläufe für Tunnel

2.3 Temperatur in der Konstruktion

Wie oben bereits angedeutet, hängt die Temperaturverteilung in der Konstruktion von der Temperatur im Brandraum ab. Für den Übergang zwischen Brandraum und Konstruktion sind die vorliegenden Konvektions- und Strahlungsbedingungen verantwortlich. Diese wiederum hängen von der Rauigkeit der Oberfläche, der Strömungsgeschwindigkeit der Brandgase und der Rauchgasentwicklung ab. Außerdem hat selbstverständlich die Absorptionszahl der Oberfläche einen Einfluß.

An Decke, Wänden und Sohle des Brandraums herrschen allgemein unterschiedliche Übergangsbedingungen. Während sich an der Decke der Heißgasstrom konzentriert, wird an der Sohle die Frischluft transportiert. Beide haben eine verhältnismäßig hohe Strömungsgeschwindigkeit. An den Wänden bilden sich Übergangsbe-
reiche zwischen den beiden Hauptströmen. Da die Sohle meistens durch einen Straßenbelag oder Gleisunterbau recht gut vor ther-
mischen Einwirkungen geschützt ist, wird sie nur am Brandherd von nennenswerten Temperaturerhöhungen betroffen. Dieser Umstand sollte jedoch nur dann bei der Strukturuntersuchung berück-
sichtigt werden, wenn er ungünstig wirkt. Sonst empfiehlt es sich anzunehmen, daß die Brandeinwirkung in jeder Richtung gleich ist.

Die Temperaturverteilung im Querschnitt wird durch die Four-
rier'sche DGL bestimmt. Sie lautet in Matrizenschreibweise:

$$\underline{C} * \underline{T} + \underline{K} * \underline{T} = \underline{Q}$$

Mit \underline{C} = Wärmekapazitätsmatrix, \underline{K} = Wärmeleitfähigkeits-
matrix, \underline{Q} = externer Wärmeflußvektor und \underline{T} = Temperaturvektor.
Die Lösung dieser DGL ist nicht besonders schwierig, da keine
Massentransporte berücksichtigt werden. Für eindimensionale Pro-
bleme bietet sich das Differenzenverfahren an, mehrdimensionale
Probleme werden allgemein mit FEM-Verfahren günstiger gelöst.
Ein geeignetes Programm steht mit FIRES-T /Bck74/ zu Verfügung.
Bei den im Tunnelbau häufig verwendeten Stahlbeton-Querschnitten
muß besonders der Einfluß des freien Porenwassers beachtet wer-
den. Hier haben sich die in /SFB181/ beschriebenen Erweiterungen
des Programms FIRES-T sehr bewährt.

Die Berücksichtigung der Eigenschaften der Brandschutzbe-
kleidungen erfolgt günstiger Weise so, daß das in jedem Fall er-
forderliche Prüfungszeugnis einer zugelassenen Prüfanstalt aus-
gewertet wird und die im Programm mögliche Einstellung der Werk-
stoffparameter an den vorliegenden Versuch angepaßt wird. Diese
Vorgehensweise stellt die optimale Übereinstimmung zwischen Ver-

such und Einbauzustand sicher. Auf Bild 2 ist die Nachrechnung eines derartigen Versuchs mit dem Programm FIRES-T dargestellt.

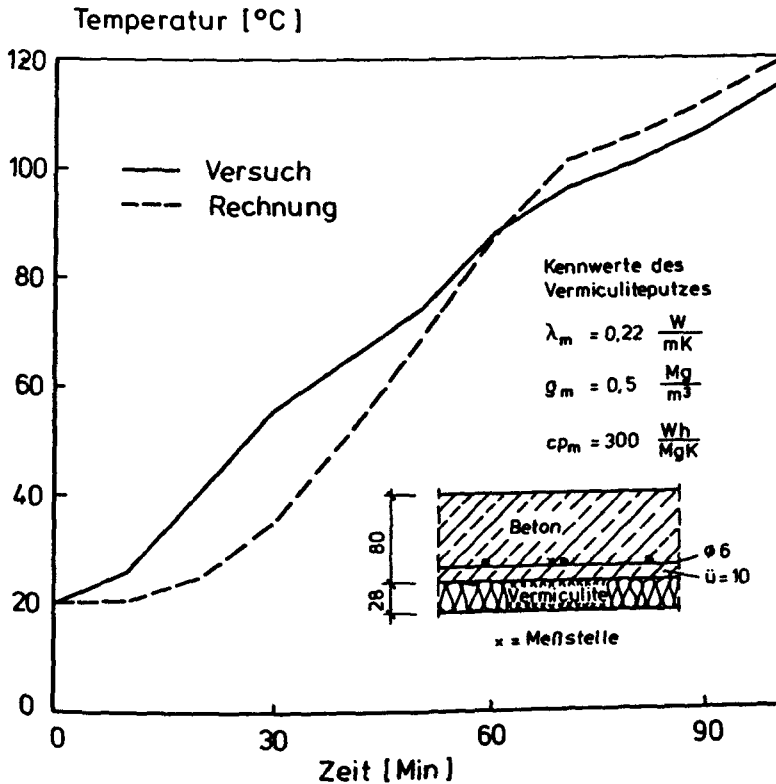


Bild 2: Vergleich gemessener mit rechnerischer Bauteiltemperatur

3 Strukturmodell

3.1 Mechanisches Modell

3.1.1 Methoden der Strukturuntersuchung

Die ersten Überlegungen zum baulichen Objektschutz basierten auf der Annahme, daß durch hinreichende Dämmung Abplatzungen des Konstruktionsbetons bzw. Festigkeitseinbußen der Stahleinlagen vermieden werden können. Die zugrundezulegenden Grenzwerte der zulässigen Temperaturerhöhung ergeben sich aus Versuchen zur Ermittlung der Restfestigkeit vermindert um einen geringen Sicherheitsabschlag und liegen damit zwischen 200 und 300 K je nach den vorgefundenen Materialien.

Diese Vorgehensweise läßt außer acht, daß die Fasern der Querschnitte monolithisch miteinander verbunden sind und eine Temperaturbeanspruchung des einen Randes am ganzen Querschnitt zu erheblichen Spannungen führen kann. Diese Spannungen können auch dann die Fließspannung überschreiten, wenn die im vorangegangenen Absatz angesprochenen Kriterien eingehalten werden. Eine signifikante Überschreitung der Fließspannung führt jedoch unweigerlich zu bleibenden Verformungen, was die Gebrauchsfähigkeit der Konstruktion einschränkt. Außerdem sind von dieser Spannungsüberschreitung in erster Linie die dem Brandraum abgewandten Teile der Konstruktion betroffen, die für die dann erforderlichen Reparaturmaßnahmen oftmals schlecht zugänglich sind. Die hiernach zu fordernde genaue Verfolgung der auftretenden Zwangskräfte kann nach mehreren Methoden erfolgen.

Zunächst kann selbstverständlich auf der Grundlage der Elastizitätstheorie gearbeitet werden. Der nichtlineare Verlauf der thermischen Dehnung wird berücksichtigt, indem ein Ausgleichsgerade formuliert wird, z.B. nach der Methode der kleinsten Quadrate, die den nichtlinearen in einen linearen Verlauf umwan-

delt. Damit lassen sich die Eingangswerte ΔT und T_0 für die Strukturuntersuchung mit einem Stabwerksprogramm oder mit den üblichen Ingenieurmethoden gewinnen. Die nach dieser Methode erhaltenen Zwangsschnittkräfte sind allgemein viel zu groß, da sich die meisten verwendeten Werkstoffe durch Ribbildung oder Fließen der Zwängung zu entziehen versuchen.

Daher sollte eine zweite Methode gewählt werden, wobei das nichtlineare Materialverhalten bei der Ermittlung von ΔT und T_0 berücksichtigt wird. Die Ausgleichsgerade muß dann jedoch mit einem Querschnittsanalyseprogramm bestimmt werden. Die Querschnittsanalyse liefert zu den vorgegebenen Dehnungen, mit den vorgefundenen Materialkenngrößen und unter Ansatz der Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte ein Zwangsmoment und eine Zwangsnormalkraft. Diese Zwangskräfte können ihrem Äquivalent am elastischen Querschnitt gegenübergestellt werden. Es gilt nämlich:

$$z = \alpha_t \cdot \Delta T = M_{ZW} / E \cdot I$$

und

$$\varepsilon_0 = \alpha_t \cdot T_0 = N_{ZW} / E \cdot F$$

Die Steifigkeiten sind für den elastischen Querschnitt zu nehmen, die Schnittkräfte ergeben sich bei der Querschnittsanalyse. Hiermit lassen sich wiederum ΔT und T_0 berechnen und es folgt eine Strukturuntersuchung wie im vorangegangenen Absatz. Diese kann jedoch noch etwas verfeinert werden, wenn man zu genaueren Ergebnissen gelangen will.

Da bei dieser Methode bereits ein Querschnittsanalyseprogramm vorhanden sein muß, können die Schnittkräfte des Systems aus Last und Zwang wiederum der Querschnittsanalyse zugeführt werden. Daraus ergeben sich die Spannungsverläufe bereits in sehr guter Näherung.

Unbefriedigend bei dieser Vorgehensweise ist, daß die inneren Zwangskräfte berechnet werden, ohne die Lastbeanspruchung zu

berücksichtigen. Last und Zwang beeinflussen die Steifigkeit jedoch gleichzeitig. Daher ist es vorstellbar, daß mit dieser Methode sowohl zu große als auch zu kleine Zwangskräfte ermittelt werden. Bei Stahlbetonstrukturen ist diese Methode demzufolge nur dann anwendbar, wenn die Erwärmung am System nicht zu nennenswerten Normalkräften führt. Für andere Werkstoffe gelten selbstverständlich andere Gesetzmäßigkeiten. Die oben gemachten Angaben haben daher keineswegs allgemeingültigen Charakter. Vielmehr muß der Konstrukteur in jedem Einzelfall prüfen, inwieweit die Annahmen gerechtfertigt sind und ob die gefundene Lösung zur sicheren oder zur unsicheren Seite neigt.

Die zweite Methode stellt quasi den ersten Iterationsschritt eines integrierten Modells zur Spannungsermittlung komplexer Strukturen dar, wobei wirklichkeitsnahes Materialverhalten Eingang findet. Dieser Umstand legte es nahe, die weiteren Iterationsschritte ebenfalls auszuführen, um die oben angeführte Unsicherheit bei der Beurteilung der Ergebnisse auszuräumen. Die Beschreibung eines derartigen Verfahrens ist Gegenstand der folgenden beiden Abschnitte.

3.1.2 Voraussetzungen

Für die in Frage kommenden Strukturen, hauptsächlich Tunnel, genügt es, eine geometrisch lineare Analyse durchzuführen. Die Querschnitte sind im allgemeinen sehr gedungen, gleichzeitig werden nur kleine Verformungen erwartet. Wären die Verformungen groß, würde ein Widerspruch zu den Zielen des baulichen Objektschutzes entstehen.

Die Untersuchung der Temperatúrausbreitung in Tunnellängsrichtung kann in erster Näherung unterbleiben, da üblicherweise eine Brandausbreitung auf mindestens 40 m Länge vorausgesetzt wird. In diesem Abschnitt wird sich sicherlich der im wesentlichen einachsial beanspruchte Mittelbereich als kritisch erwei-

sen, während die Übergangszonen vom mehrachsialen Tragvermögen der Struktur profitieren.

Weiterhin gilt die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte bei der Verformung. Der Einfluß der Querkraft auf die Verformung wird vernachlässigt.

Aus verschiedenen Gründen wird ein reines Weggrößenverfahren gewählt. Es arbeitet nach dem Tangentenverfahren in der Herleitung von Newton-Raphson. Dies ermöglicht in einfacher Weise Stabilitätsuntersuchungen für die Gesamtstruktur nach der Eigenwertmethode. Die entstehende bandstrukturierte Systemmatrix muß positiv definit und symmetrisch sein, was rechentechnisch ausgenutzt wird.

3.1.3 Herleitung des Balkenelementes

Das Balkenelement erstreckt sich entlang einer lokalen x_1 -Achse. Der Knoten 1 liegt im Ursprung dieses Systems, der Knoten 2 hat die Koordinaten $(L,0)$. In der Elementachse auftretende Verformungen tragen die Bezeichnung u_1 , senkrecht dazu auftretende Verformungen die Bezeichnung w_1 . Zur Verdeutlichung ist dies in Bild 3 noch einmal grafisch dargestellt.

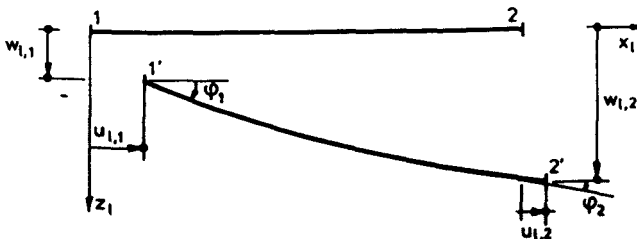


Bild 3: Knotenparameter im lokalen Koordinatensystem

Der Verschiebungsraum des Elementes ist definiert durch die Ansätze:

$$u_1 = a_0 + a_1 \cdot x_1$$
$$w_1 = a_2 + a_3 \cdot x_1 + a_4 \cdot x_1^2 + a_5 \cdot x_1^3$$

Die Verzerrung des Elementes wird unter Anwendung der Bernoulli-Hypothese bestimmt zu:

$$\varepsilon = \frac{\delta u_1}{\delta x_1} - z \cdot \frac{\delta^2 w_1}{\delta x_1^2}$$

Die Verzerrung ist mit der Verformung über den B-Vektor verknüpft. Es gilt:

$$\varepsilon = \underline{B} * \underline{kf}$$

Von der Verzerrung hängen die Spannungen ab. Hier gilt die Beziehung:

$$\sigma = E * \varepsilon = E * \underline{B}^T * \underline{kf}$$

Nun kann das Prinzip der virtuellen Arbeit angewandt werden. Die Tangentensteifigkeitsmatrix \underline{K} ergibt sich dabei durch Koeffizientenvergleich. \underline{p} ist der Vektor der äußeren Knotenkräfte.

$$\int \delta \varepsilon / \delta \underline{kf} * \sigma \, dV = \underline{p}$$

$$\underline{K} = \delta \underline{p} / \delta \underline{kf}$$

$$\int \delta \varepsilon / \delta \underline{kf} * \delta \sigma / \delta \underline{kf} \, dV = \delta \underline{p} / \delta \underline{kf}$$

Hier müssen noch einige Unbekannte definiert werden. Es gilt:

$$\delta \varepsilon = \underline{B}^T * \delta \underline{kf}$$

und

$$\delta \sigma = E * \delta \varepsilon$$

und damit

$$\underline{K} = \int \underline{B}^T * E * \underline{B} \, dV$$

Die inneren Kräfte werden bestimmt zu:

$$P_i = \int \underline{B}^T * \sigma \, dV$$

Die bisherigen Ableitungen wurden im Koordinatensystem der Koeffizienten der Formfunktionen durchgeführt. Dies erfordert eine zweistufige Transformation, um in das globale Koordinatensystem zu gelangen. Zunächst werden die $\underline{kf} = \{a0..a5\}$ in das Koordinatensystem der lokalen Knotenparameter transformiert. Knotenparameter sind, da das Element zwei Knoten haben muß, $\underline{kp} = \{u1, w1, \phi1, u2, w2, \phi2\}$. Die \underline{kp} sind mit den \underline{kf} über die Geometriematrix \underline{G} verknüpft. Es gilt:

$$\underline{G} * \underline{kf} = \underline{kp}$$

und daher

$$\underline{G} = \delta \underline{kp} / \delta \underline{kf}$$

Einzig der \underline{B} -Vektor im Koordinatensystem der lokalen Knotenparameter ist für die Weiterarbeit interessant. Er soll daher hier mitgeteilt werden:

$$\underline{B} = \begin{Bmatrix} -1/L \\ (-12*x*z+6*z*L)/L^3, \\ (-6*x*z+4*z*x)/L^2, \\ 1/L \\ 12*x*z-6*z*L)/L^3, \\ -6*x*z+2*z*L)/L^2 \end{Bmatrix}$$

Das lokale Koordinatensystem ist mit dem globalen Koordinatensystem über die Transformationsmatrix \underline{T} verknüpft.

$$\underline{T} = \begin{bmatrix} cs & -ss & & & & \\ ss & cs & & & 0 & \\ & & 1 & & & \\ & & & cs & -ss & \\ & 0 & & ss & cs & \\ & & & & & 1 \end{bmatrix}$$

Hierin sind cs bzw. ss die Cosinus bzw. Sinus des Winkels des Elementes im globalen Koordinatensystem. Damit gilt, wobei l das lokale und g das globale Koordinatensystem kennzeichnet:

$$\begin{aligned} \underline{kP}_l &= \underline{kP}_g * \underline{T}, \\ \underline{K}_g &= \underline{T}^{-1} * \underline{K}_l \underline{T}^{T-1} \\ &\text{und} \\ \underline{P}_{lg} &= \underline{P}_{il} * \underline{T}^{-1} \end{aligned}$$

Die Herleitung aller angeschriebenen Beziehungen erfolgte mit dem Programmsystem REDUCE /RUM85/. Da dieses Programmsystem in der Lage ist, die erforderlichen partiellen Ableitungen und die Matrizenoperationen analytisch durchzuführen, konnte die oben beschriebene Herleitung direkt umgesetzt werden, ohne die für die Handrechnung erforderlichen Vereinfachungen einzuführen. Der Vorteil dieser Methode ist vor allem darin zu sehen, daß nur der Weg der Herleitung sorgfältig kontrolliert werden muß, während die algorithmische Durchführung keiner Kontrolle bedarf.

3.2 Werkstoffmodell

Die Berechnung des nichtlinearen und temperaturabhängigen Werkstoffverhaltens erfolgt mit den im vorliegenden Bericht von Richter unter dem Titel "Spannungs/Dehnungs-Linien zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Konstruktionsbauteilen unter Feuerangriff" veröffentlichten Unterprogrammen. Auf eine ausführliche Erläuterung kann daher hier verzichtet werden.

Die Volumenintegrale zur Gewinnung der Elementmatrizen werden in 2 Schritten gebildet. Im ersten Schritt wird über die Querschnittshöhe integriert. Hier wurde die Trapezregel verwendet, da sie bei hoher Flexibilität in der Wahl der Lage der Integrationspunkte noch eine befriedigende Genauigkeit liefert.

Der komplizierteste zu integrierende Querschnitt ist der Stahlbetonquerschnitt, da er aus zwei Werkstoffen mit unterschiedlichen Eigenschaften besteht. Der Betonanteil wird unter Beachtung der 1t. Trapezregel für jeden Querschnitt maßgebenden Teilfläche integriert. Hiermit ist jedoch keine Beschränkung auf Beton verbunden, sondern es können auch andere Materialien wie Baustahl oder Guß verwendet werden.

Anschließend wird die Bewehrung erfaßt, für die lediglich die Anteile Spannung, Fläche und Hebelarm von Bedeutung sind. Um auch Vorspannung berücksichtigen zu können, wird für jeden Werkstoff eine Vordehnung zugelassen. Diese wird, genauso wie die thermische Dehnung von der geometrischen Dehnung abgezogen, bleibt jedoch während der ganzen Berechnung konstant.

Die Integration über die Stabachse (2. Schritt) erfolgt nach dem Verfahren von Gauss-Legendre. Da die höchste auftretende Ordnung der angesetzten Formfunktionen 3 ist, genügen 2 Integrationspunkte, um die Steifigkeitsmatrix exakt zu integrieren.

4 Nachlaufrechnung

4.1 Abschätzung der auftretenden Schubspannung

Bei Stahlbetonquerschnitten kommt der Bemessung für die vorhandene Schubbeanspruchung eine erhebliche Bedeutung zu, da bei Biegebauteilen nur dadurch die Lastabtragung sichergestellt werden kann. Durch die im Brand auftretenden Zwängungen, können auch zusätzliche Querkkräfte entstehen, deren Aufnehmbarkeit nachgewiesen werden muß.

Nun ist es so, daß die im Stahlbetonbau übliche Bemessung nach der Formel

$$\tau_0 = \frac{Q_s}{b_0 * z}$$

bei thermisch beanspruchten Querschnitten versagt, weil der mit z gemeinte Hebelarm der inneren Kräfte nicht berechnet werden kann. Dies ist auf die Anwesenheit mehrerer Druckzonen zurückzuführen, was in DIN 1045 keinen Eingang gefunden hat. Trotzdem muß es möglich sein, zumindest näherungsweise auch in diesem Fall eine Schubspannung zu ermitteln.

Die Schubspannung in der Faser z eines elastischen Balkens wird nach der bekannten Formel

$$\tau = \frac{Q * S_z}{b_z * I_y}$$

berechnet. Diese in der Ingenieurpraxis als Kusinenformel bekannte Darstellung kann zwanglos durch den Elastizitätsmodul erweitert werden und lautet dann, wenn weiterhin die bekannten Definitionen der statischen Momente höherer Ordnung eingesetzt werden:

$$\tau = \frac{Q \cdot \int_z^{z_0} E \cdot \zeta \, dF}{b_z \cdot \int_{z_u}^{z_0} E \cdot \zeta^2 \, dF}$$

Die Schubspannung elastischer Querschnitte ergibt sich nach dieser Formel in exakter Übereinstimmung mit der Elastizitätstheorie. Die Verwendung des Tangentenmoduls der Arbeitslinie bei der Auswertung der Formel erlaubt auch die Anwendung auf nicht temperaturbeanspruchte Stahlbetonquerschnitte. Die erzielten Ergebnisse stimmen bei thermisch nicht beanspruchten Querschnitten mit Rechengenauigkeit mit der Formulierung nach DIN 1045 überein.

Die algorithmische Realisierung wurde dabei so gewählt, daß jeweils die Extremwerte der Schubspannung während der Integration der Elementsteifigkeitsmatrix abgespeichert werden und nach Abschluß der Integration der Betrag der Differenz als maßgebende Schubspannung ausgewiesen wird. Die Anwesenheit mehrerer Druckzonen stört daher nicht.

Zur Bildung des Gleichgewichts ist ein abschließender Nachweis der Schubdeckung durchzuführen. Dies erfolgt nicht im Programm, sondern von Hand für die Stellen der Struktur, bei denen die Schubspannung im Brand deutlich von den im Normalzustand gefundenen Werten abweicht.

4.2 Abschätzung der auftretenden Rißweiten

Die Rißbildung hat einen entscheidenden Einfluß auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Die Rißbildung kann zu Korrosion der Bewehrung führen, deren Intensität jedoch ebenso wie Rißverteilung und -breite starken Streuungen unterliegt. Die Breite von Rissen, die die Bewehrung rechtwinklig kreuzen, hat nur geringen Einfluß auf den

Korrosionsschutz der Bewehrung, solange die Streckgrenze der Bewehrung nicht überschritten wird. Risse, die entlang einem Bewehrungsstab verlaufen, können jedoch nur dann als unbedenklich angesehen werden, wenn eine Betondeckung von ausreichender Dicke und Dichte vorhanden ist und die Rißbreite 0,3 mm nicht übersteigt.

Rißverteilung und -breite hängen von einer großen Anzahl von Parametern ab. In erster Linie ist selbstverständlich die stark streuende - Zugfestigkeit des Betons zu nennen. Weiterhin ist die Verteilung der Bewehrung in der Zugzone, die Verbundeigenschaft der Bewehrung und die Betondeckung zu nennen.

Die langjährige Praxis bei der Durchführung von Versuchen an Stahlbetonbalken hat jedoch gezeigt, daß man vereinfachend eine Bildung von Primärrissen im Abstand der Querbewehrung annehmen kann. Dieser Umstand wird auf die Störung im Betongefüge in der Umgebung der Querbewehrung zurückgeführt. Die Berechnung der Rißbreite kann dann sehr einfach erfolgen. Es ist nämlich nur erforderlich, die vorhandene Dehnung mit dem vermuteten Rißabstand zu multiplizieren. Bei weiterhin zunehmender Beanspruchung bilden sich Zwischenrisse. Diese hängen von der Verbundeigenschaft der Bewehrung ab. Außerdem können sich Schubrisse parallel zu den geneigten Druckstreben (erweiterte Fachwerkanalogie) bilden, wenn die Beanspruchung groß genug ist.

Die beiden letztgenannten Rißformen werden im vorgestellten Rechenmodell nicht näher untersucht. Zum einen gehören zu Zwischenrisen recht breite Primärrisse, die jedoch beim baulichen Objektschutz nach Möglichkeit vermieden werden sollen. Zum anderen treten die Schubrisse nur in einer Zone auf, in der für die Bewehrung wegen des großen Abstandes von der Oberfläche keine Korrosionsgefahr besteht.

Zusammenfassend kann man zwei Kriterien anführen, die beim baulichen Objektschutz Langzeitschäden durch Korrosion zu verhindern helfen.

- Beschränkung der Breite der im Abstand der Querbewehrung auftretenden Risse auf 0.25 mm.
- Beschränkung der unter Last und Zwang auftretenden Stahldehnung auf die Fließdehnung.

Das letztgenannte Kriterium gewährleistet gleichzeitig, daß in der Struktur nennenswerte bleibende Verformungen vermieden werden.

5 Beispiele

5.1 Testbeispiel durchlaufender Plattenstreifen

Die von Wesche /We79/ durchgeführten Versuche an durchlaufenden Plattenstreifen eignen sich für die Nachrechnung und dienen deshalb der Verifizierung des vorgestellten Rechenmodells. Das System des Zweifeldträgers ist einfach statisch unbestimmt; daher können Umlagerungen auftreten, die das Rechenmodell nachvollziehen können muß.

Bei der Durchführung der Versuche wurden neben Temperaturverteilung im Querschnitt und Mittendurchbiegung der Felder auch die Auflagerkraft an einem Endauflager gemessen. Durch Ansatz der Gleichgewichtsbedingung kann daraus unter anderem das für die Beurteilung der Nachrechnung wichtige Stützmoment berechnet werden.

Außerdem wurde die Dehnung der oben liegenden Längsbewehrung über dem Mittelaflager gemessen und kann ebenfalls zum Vergleich herangezogen werden.

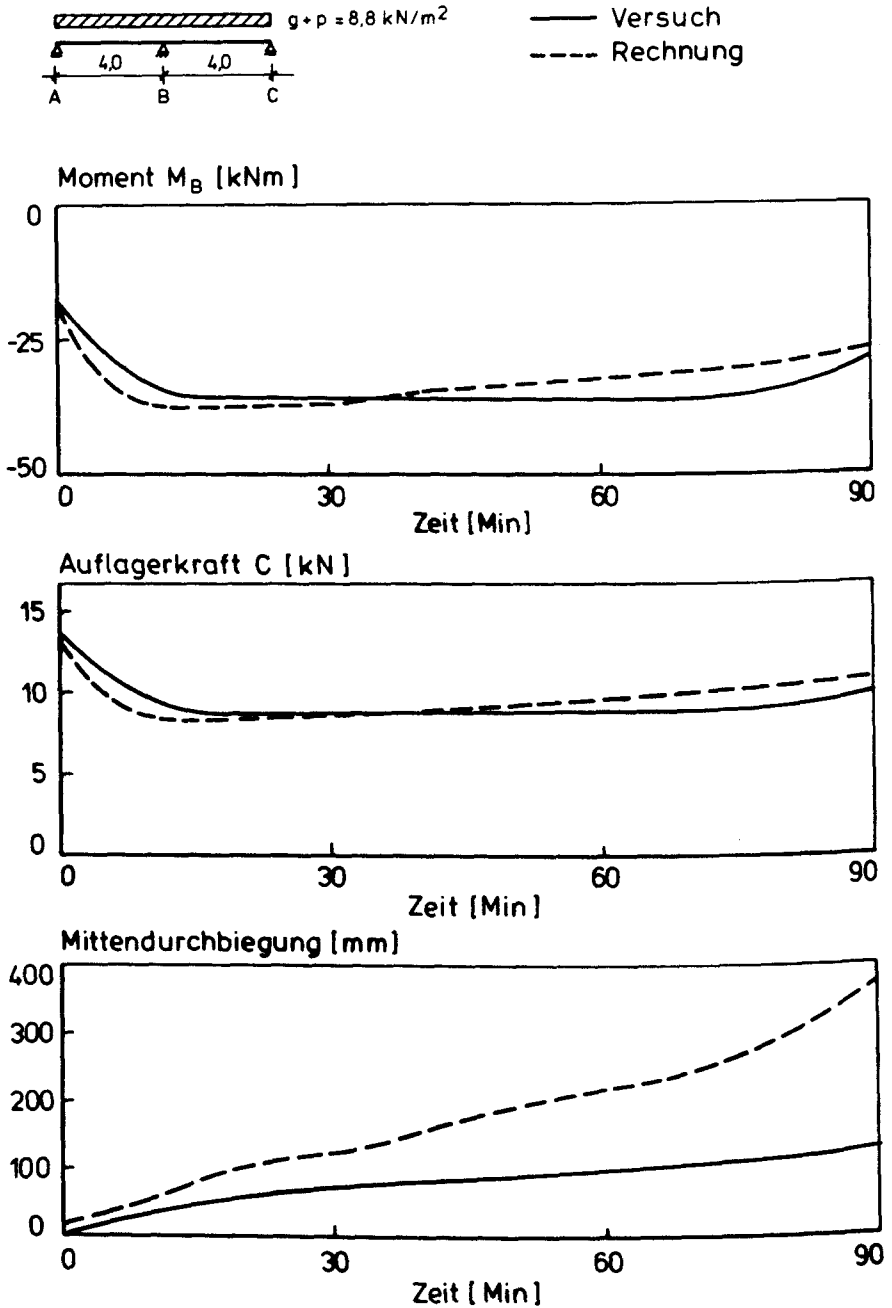


Bild 4: Vergleich Versuch - Rechnung für Platte 2 /We79/

Die wesentlichen Ergebnisse der Nachrechnung sind in Bild 4 graphisch dargestellt. Bemerkenswert ist die gute Übereinstimmung bei den Kraftgrößen. Daher stimmen auch die über dem Mittelaufleger gemessenen Dehnungen mit den entsprechenden Rechenwerten gut überein, was in Bild 4 jedoch nicht dargestellt ist. Sogar die gelegentlich gemessenen Rißweiten konnten trotz des einfachen Ansatzes gut nachvollzogen werden.

Lediglich bei der Durchbiegung gibt es sehr deutliche Abweichungen. Dies ist auf den geometrisch linearen Ansatz des verwendeten Elementes zurückzuführen. Wäre bei der Herleitung die Theorie der großen Verformungen verwendet worden, so würden auch in diesem Punkt die Rechenergebnisse gut mit den Versuchsergebnissen übereinstimmen. Der hierfür erforderliche Rechenaufwand wäre jedoch nicht zu rechtfertigen, da beim baulichen Objektschutz große Verformungen gerade vermieden werden sollen und der Fall beim geplanten Einsatzgebiet des Programms gar nicht eintreten kann.

Der im Versuch eingetretene Biegebruch in der 92. Minute konnte zutreffend vorhergesagt werden, wenngleich dies nicht als Qualitätsmerkmal herangezogen werden sollte.

5.2 Berechnungsbeispiel Straßentunnel

Das vorgestellte Rechenprogramm wurde erstmalig bei der brandschutztechnischen Begutachtung eines Straßentunnels eingesetzt. Es handelt sich bei diesem Tunnel um einen dreizeiligen Hohlkasten, dessen äußere Zellen jeweils zwei Fahrstreifen aufnehmen und dessen Mittelzelle Versorgungsleitungen birgt sowie als Fluchttunnel dient. Der Querschnitt des Tunnels ist mit seinen Hauptabmessungen auf dem folgenden Bild dargestellt.

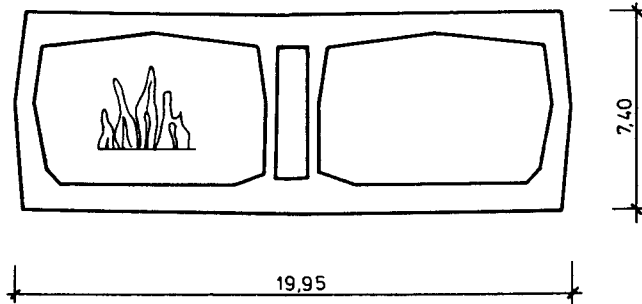


Bild 5: Tunnelquerschnitt

Die Sohlplatte weist eine im Mittel 45 cm starke Ballastbetonschicht zur Auftriebssicherung auf, die wiederum eine ca 7 cm starke Asphaltsschicht trägt. Dadurch ist die Tunnelsohle praktisch vollständig vor Temperaturbeanspruchungen geschützt. Wände und Decken des Tunnels sind in Sichtbeton ausgeführt, bei einer angestrebten Betonüberdeckung der Bewehrung von 30 mm.

Das anzunehmende Brandszenario ließ, obwohl die örtliche Feuerwache sehr nahe am Tunnel liegt und der Tunnel mit einer Videoanlage ständig überwacht wird, nicht erwarten, daß mit einer merklichen Auswirkung der Löschmaßnahmen auf die Brandraumtemperatur vor der 60. Minute nach Brandausbruch zu rechnen ist. Weiterhin wurde angenommen, daß bis zu vollständigen Abklingen des Brandes noch einmal 110 Minuten verstreichen. Während dieser Zeit soll die Brandraumtemperatur linear von 1200 °C auf die Ausgangstemperatur abnehmen.

Mit diesen Annahmen konnte die zeitabhängige Temperaturentwicklung in der Konstruktion berechnet werden und dem Programm zur Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens zugeführt werden. Die mechanische Untersuchung stützt sich auf eine Diskretisierung des ganzen Tunnelquerschnitts in 46 Knoten und 48 Elemente unter strenger Beachtung der vorhandenen Bewehrungsmengen, der Betonüberdeckung, der Bauteildicke und der vorhanden

Materialgüten. Auch die Bettung der Tunnelsohle wurde wirklichkeitsnah berücksichtigt.

Zur Beurteilung möglicher Tragzustände waren zwei Lastfälle erforderlich und zwar die Fälle MIN und MAX, die eine Superposition der minimal bzw. maximal auftretenden ständigen Lasten und des Eigengewichts darstellen. Die folgenden Ausführungen beziehen sich lediglich auf den Lastfall MIN, der zu den größten Rißweiten führt. Im Lastfall MAX treten im Übrigen die maximalen Schubspannungen auf.

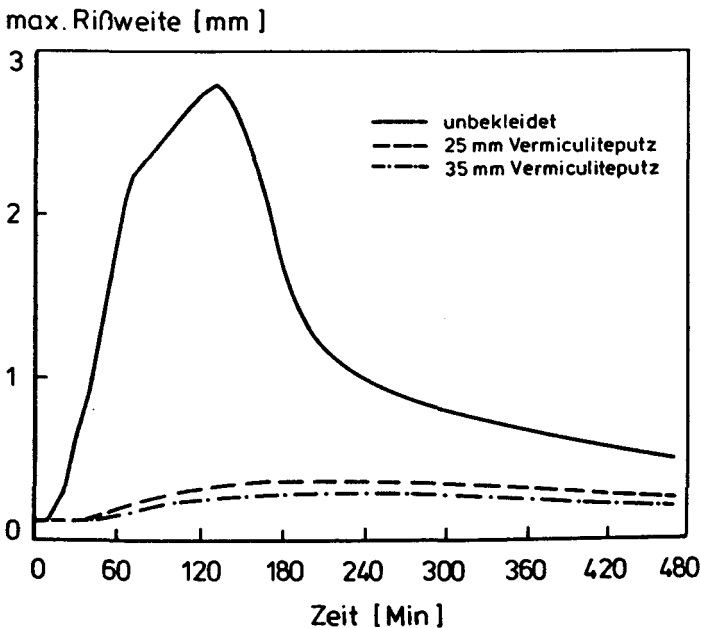


Bild 6: Maximale Rißweite in Abhängigkeit von der Branddauer

Auf den Bildern 6, 7 und 8 sind die unter diesen Randbedingungen zu erwartende maximale Rißweite, die minimale Druckzonenhöhe und die maximale Schubspannung in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen. Schon aus der ermittelten maximalen Rißweite von 2,8 mm ergab sich die Forderung nach massiven Schutzmaßnahmen für das Bauwerk. Diese führt nämlich zu erhebli-

chen bleibenden Dehnungen der Stahleinlage und damit zu bleibenden Verformungen, zu bleibenden Tragfähigkeitseinbußen und, in Verbindung mit der Einschnürung der Druckzone (siehe Bild 7), zur Gefahr der Undichtigkeit des Bauwerks.

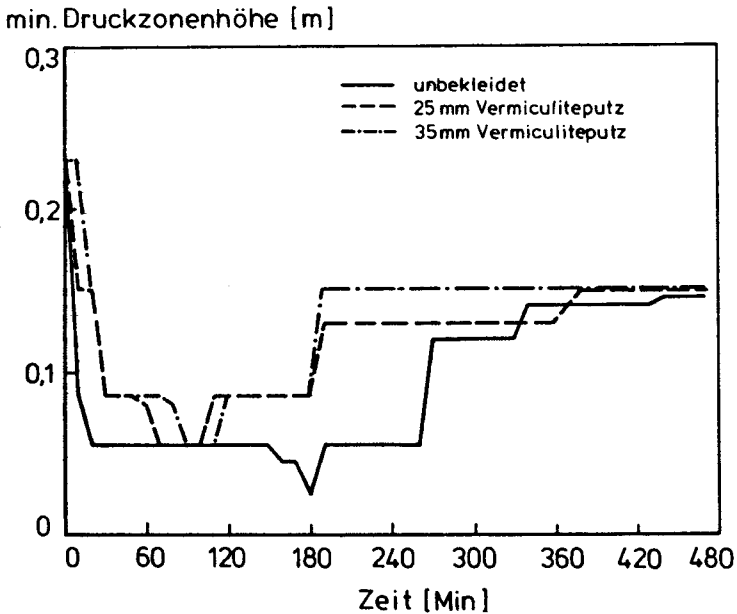


Bild 7: Minimale Druckzonenhöhe in Abhängigkeit von der Branddauer

Das Ansteigen der Schubspannung um ca. 20 % gibt keinen Anlaß zur Besorgnis. Hingegen ist in erheblichem Maß mit Abplatzungen zu rechnen, und zwar vor allem an der Einspannstelle der Tunneldecke in die Mittelwand, da hier der Beton mit hohem Feuchtegehalt an der Innenseite hohen thermischen und zusätzlich mechanischen Beanspruchungen ausgesetzt ist.

Diesem Umstand kann nur durch die Anordnung eines ausreichend bemessenen Brandschutzputzes oder durch vergleichbare Maßnahmen begegnet werden. Es wurde daher untersucht, welche Auswirkungen ein auf Vermiculitebasis hergestellter Putz der Dicke 25 resp. 35 mm, aufgebracht auf der Innenseite von Außenwänden

und Decke, auf das Trag- und Verformungsverhalten der Konstruktion hat. Die resultierende maximale Rißweite, minimale Druckzonenhöhe und maximale Schubspannung ist auf den Bildern 6,7 und 8 mit eingezeichnet. Erst mit 35 mm Vermiculiteputz gelang es die Rißweite mit 0,3 mm in einen Bereich zu bringen, der der Stahleinlage keine bleibende Dehnung aufzwingt und daher auch keine nennenswerten bleibenden Verformungen erwarten läßt. Weiterhin besteht keine Gefahr einer Beschädigung der Weichabdichtung mehr, sodaß die zeitweise geringe Druckzonenhöhe unbeachtet bleiben kann. Wegen der geringen Temperaturerhöhung von $< 200\text{ K}$ besteht die Gefahr von Abplatzungen nicht.

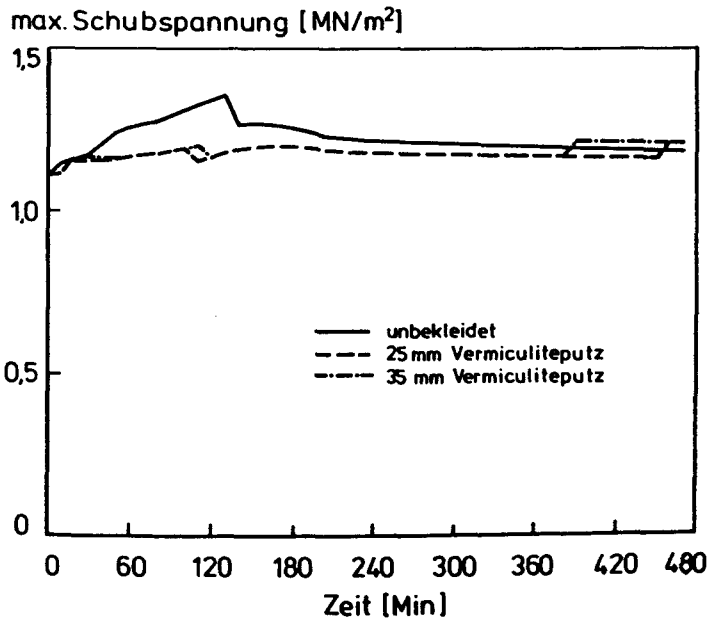


Bild 8: Maximale Schubspannung in Abhängigkeit von der Branddauer

Der sprunghafte Verlauf von rechnerischer Druckzonenhöhe und Schubspannung rührt daher, daß im Programm jeweils nur über Bereiche mit negativer spannungserzeugender Dehnung integriert wird, ohne die genaue Lage der Nullstelle zu berechnen. Da es sich bei beiden Größen nur um Anhaltswerte handelt, wäre der für

eine genauere Berechnung zu treibende Aufwand nicht zu rechtfertigen.

Zum Schluß noch ein Hinweis auf die methodische Wahl der Putzdicke. Nimmt man an, daß die auftretende Rißweite das empfindlichste Instrument zur Beurteilung einer Schutzmaßnahme ist, so kann mit der im folgenden beschriebenen Methode aus zwei Rechenläufen die erforderliche Bekleidungsdicke ermittelt werden. Im ersten Rechenlauf wird das ungeschützte Bauwerk untersucht. Dann wird aus den vorliegenden Ergebnissen und der vorhandenen Erfahrung eine Putzdicke gewählt und damit ein zweiter Rechenlauf gestartet. Hiermit hat man insgesamt vier Parameter für die Konstruktion einer Interpolationsfunktion gewonnen, nämlich:

- a bei wachsender Bekleidungsdicke muß sich die Rißweite asymptotisch der Rißweite des thermisch unbeanspruchten Bauwerks nähern und
- b die Interpolationsfunktion muß durch die beiden berechneten Punkte gehen.

Aus a kann abgeleitet werden, daß die Funktion f vom Typ $1/x+c$ sein muß, weil damit die asymptotische Eigenschaft gewährleistet wird. Aus b folgt die sinnvolle Erweiterung dieser Funktion um zwei Parameter, sodaß die endgültige Form $f=a/(x+b)+c$ lautet. Hiermit wurden die in Bild 9 dargestellten Ergebnisse erzielt. Die Erfahrung hatte gezeigt, daß 25 mm Putzdicke eine recht gute Anfangsnäherung ist. Nach Vorliegen der hiermit gewonnen Rechenergebnisse wurde obenstehende Formel ausgewertet und die erforderliche Putzdicke zu 35 mm ermittelt. Die Kontrollrechnung ergab eine Abweichung gegenüber der Interpolation von weniger als 1 %.

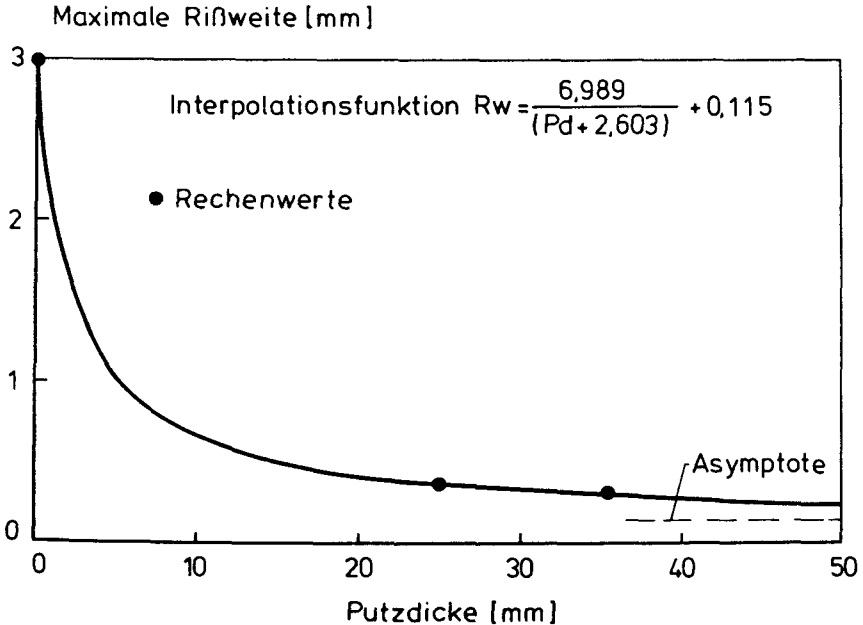


Bild 9: Einfluß der Putzdicke auf die maximale Rißweite

6 Zusammenfassung

Das vorstehend beschriebene Verfahren stellt ein integriertes Modell zum baulichen Objektschutz dar, das von der Festlegung der Schutzziele direkt zum Strukturverhalten führt und in allen Teilen durch entsprechende Versuche gut abgesichert ist. Es ist für die Anwendung auf Tunnel und vergleichbare Strukturen gedacht.

Nach Festlegung der Brandlast kann mit vergleichsweise einfachen Mitteln ein Brandraumtemperatur-Zeit-Kurve aufgestellt werden, mit deren Hilfe die thermische Beanspruchung der Konstruktion mit großer Genauigkeit bestimmt werden kann. Damit wiederum ist es möglich, das Trag- und Verformungsverhalten der

Struktur zu analysieren, ohne dabei wie bisher allzuweit auf der sicheren Seite zu liegen.

Die gute Übereinstimmung mit Versuchen konnte in einem Beispiel gezeigt werden. Dabei wurde besonders auf die wirklichkeitsnahe Wiedergabe der Last- und Zwangsschnittgrößen sowie der daraus resultierenden Rißweite und der Schubspannungen Wert gelegt. Anschließend konnte die nutzbringende Anwendung der Methode bei einem seit längerem in Betrieb befindlichen Straßentunnel gezeigt werden.

Literaturverzeichnis

- MO81 *Kordina, K. und C. Meyer-Ottens*
Beton Brandschutz Handbuch
Beton-Verlag Düsseldorf, 1981
- Gün85 *Günther, K.-P.*
10 Jahre Brandschutz im Hamburger Elbtunnel
brandschutz/Deutsche Feuerwehr-Zeitung 7/1985
- Bck74 *Becker, et. al.*
FIRES-T, A Computer Program for the Fire Response of
Structures - Thermal
Report No. UCB FRG 74-1, Berkeley, January 1974
- SFB181 *Arbeitsbericht 1981-1983 des SFB 148, Teil I*
Braunschweig 1983
- RUM85 *Hearn, A.C.*
Reduce User's Manual
The Rand Corporation, Santa Monica CA, 1985
- WE79 *Kordina, K. und J. Wesche*
Stahlbeton-Durchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff bei
Variierung von Stahlart und -güte der Biegezugbewehrung
im Stützbereich
Abschlußbericht des unter Az.:VB1-72.02 Nr.40/73 mit Mit-
teln des Landes Nordrhein-Westfalen geförderten For-
schungsvorhabens
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,
Braunschweig, 1979 (nicht veröffentlicht)

Sonderforschungsbereich 148
- Brandverhalten von Bauteilen -

Teilprojekt A 3 - Berechnung brandbeanspruchter Bauteile

beteiligte Wissenschaftler: Prof. Dr.-Ing. U. Quast
Dipl.-Ing. J. Stiller

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1984 - 1986

Bezug: Förderungsantrag 1980, S. 93 - 107
1983, S. 83 - 88.2

Untersuchungen
zur Vereinfachung der Berechnung
brandbeanspruchter Stahlbetonbauteile

von

Dipl. Ing. J.-H. Stiller

Inhaltsverzeichnis

Zielsetzung	2
1. Genaue Berechnung	3
1.1 Vereinfachungsmöglichkeiten der genauen Berechnung	4
1.2 Vereinfachung der Temperaturermittlung	4
1.3 Vereinfachung der Querschnittsberechnung	6
2. Modell für eine vereinfachte Traglastabschätzung	11
2.1 Reduktion der Betonflächen	13
2.2 Reduktion der Stahlflächen	13
2.3 Grundlagen für die folgende Berechnung	18
3. Biegebeanspruchte Bauteile	19
4. Normalkraftbeanspruchte Bauteile	28
Schlußfolgerungen	34

Zielsetzung

Die Ermittlung der Versagenszeit oder der Tragfähigkeit brandbeanspruchter Bauteile ist mit erheblichen Berechnungsaufwand verbunden. Es sollte geprüft werden, ob durch eine Vereinfachung der genauen Berechnungsmethoden bzw. durch einfache, der Praxis der Bemessung der Bauteile im Kalten im Wesentlichen entsprechende Ansätze ein Weg zur schnellen und sicheren Abschätzung der Standsicherheit bei Brandbeanspruchung gefunden werden kann.

Für Stahlbauteile sind Methoden / 1, 2 / entwickelt worden, die eine Ermittlung des Versagenszeitpunktes hauptsächlich in Abhängigkeit von der Stahltemperatur und gegebenenfalls den statischen und geometrischen Randbedingungen zulassen. Dadurch ist über die Wahl einer geeigneten Bekleidung eine einfache und gezielte Beeinflussung der Feuerwiderstandsdauer möglich.

Für Verbundprofilkonstruktionen existieren Berechnungsansätze / 3 /, die durch Reduktion des statisch wirksamen Querschnitts und der Festigkeiten der Baustoffe eine Einstufung in Feuerwiderstandsklassen bei Einhaltung bestimmter Randbedingungen ermöglichen sollen. Außerdem sind, ausgehend von genauen Berechnungsmethoden, umfangreiche Tragfähigkeitstabellen / 4 / für verschiedene Stütztypen erstellt worden.

Der folgende Bericht beschränkt sich daher auf die Untersuchung möglicher Berechnungsvereinfachungen für Stahlbetonbauteile. Für die Beurteilung des Tragverhaltens von Flächentragwerken, vorgespannten Konstruktionen und Stützen mit schiefer Biegung bei Hochtemperaturbeanspruchung sind u. a. im Sonderforschungsbereich 148 komplexe Programme entwickelt worden. Eine umfassende Vereinfachung für solche Bauteile scheint im Rahmen des geplanten Konzepts nicht möglich, hier können nur speziell auf die entsprechende Konstruktion abgestimmte Ansätze, wie z. B. für Platten die Anwendung der Bruchlinientheorie / 5 /, zur Anwendung kommen.

1. Genaue Berechnung

Im SFB 148 ist schrittweise eine Berechnungsmöglichkeit für Bauteile mit Normalkraftbeanspruchung und einachsialer Biegung entwickelt worden / 6, 7, 8 / Die Güte dieses Verfahrens zeigt sich anhand umfangreicher Nachrechnungen / 7 / von Versuchsergebnissen. Für das vorliegende Untersuchungsziel sind die erforderlichen Modifikationen des Programmsystems, wie z. B. die Analyse von Querschnitten ohne Normalkraftbeanspruchung, eingearbeitet worden.

Die Abweichungen zwischen gerechneten ($cal\ t_u$) und im Versuch ermittelten Versagenszeiten ($exp\ t_u$) für Stahlbetonstützen sind insgesamt größer als für die ebenfalls in / 7 / nachgerechneten Verbundprofilstützen und Stahlstützen, die beste Übereinstimmung ergab sich für vollständig einbetonierte Stahlprofile. Der Faktor $cal\ t_u / exp\ t_u$ liegt für Stahlbeton zwischen 0.57 und 1.96, der Mittelwert für alle Versuche bei 0.97. Diese Differenzen ergeben sich aus den starken Schwankungen der Versuchsergebnisse. Als Extremwert ergab sich bei von den Randbedingungen identischen Versuchen einer mittig gedrückten Stütze als Versagenszeit 84 Minuten bzw. 138 Minuten / 9 /, die Berechnung ergab als $cal\ t_u$ 79 Minuten. Trotz genauer Bestimmung der Materialfestigkeiten und Kenntnis der versuchstechnischen Randbedingungen wie Auflagerung und Lasteinleitung, Lage der Bewehrung sowie Temperaturverteilung und beflamnte Länge der Versuchskörper ist es also nur bedingt möglich, die dem Baustoff Stahlbeton immanenten Streuungen zu berücksichtigen.

Da in einem ersten Schritt Vereinfachungsmöglichkeiten für die genaue Berechnung untersucht wurden und im folgenden die Ergebnisse dieses Programms als Grundlage für einfache Ansätze genommen wurde, sei hier das Prinzip kurz vorgestellt.

Die Berechnung gliedert sich in drei Teile, von denen der letzte bei Bauteilen mit reiner Biegebeanspruchung oder geringer Schlankheit entfallen kann.

- Ermittlung der instationären Temperaturverteilung im Querschnitt mit einem FEM-Programm / 10, 11 / unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußfaktoren wie Bauteilfeuchte, Wärmekapazität und -leitfähigkeit

und der Lage des Bauteils - Stütze, Balken - über die Wahl der thermischen Übergangsbeiwerte.

- Analyse der Tragfähigkeit des thermisch beanspruchten Querschnitts mit zweidimensionaler Diskretisierung und Darstellung in der Form von abschnittsweise linearen Momenten-Krümmungsbeziehungen in Abhängigkeit von der Normalkraftbeanspruchung. Dabei werden nichtlineare Spannungs-Dehnungsbeziehungen der Baustoffe verwendet (Bild 4.1 - 4.4) und die thermische Dehnung berücksichtigt.

- Berechnung der Stabtragfähigkeit mit Zusatzbeanspruchungen nach Theorie 2. Ordnung.

1.1 Vereinfachungsmöglichkeiten der genauen Berechnung

Für den gezeigten Ablauf der Berechnung sind Vereinfachungen nur bei den beiden ersten Schritten sinnvoll, die Berechnung der Stabtragfähigkeit nach vorheriger Bestimmung der Querschnittssteifigkeit stellt sowohl programmtechnisch als auch vom Zeitbedarf kein Problem dar.

1.2 Vereinfachung der Temperaturermittlung

Für die Berechnung eines ein- bzw. zweidimensionalen, instationären Temperaturfeldes existiert eine Vielzahl von Programmen, die auf FEM-Verfahren oder der Differenzenmethode basieren. Sie bieten den Vorteil, daß jeweils für den Baustoff zutreffende Annahmen für die wesentlichen Einflußfaktoren berücksichtigt werden können, erfordern aber einen hohen numerischen Aufwand. Neben der auf das Bauteil einwirkenden Temperatur sind Feuchte und Zuschlagart des Betons die das Temperaturfeld hauptsächlich bestimmenden Parameter. Im Gegensatz zur Versuchsnachrechnung muß für eine allgemeine Betrachtung hier von vorgeschätzten Werten ausgegangen werden. Es ist daher möglich, Temperaturverteilungen in Form von Isothermen oder durch Angabe diskreter Werte / 13, 14 / für verschiedene Querschnittsformen und Branddauern anzugeben. Es erweist sich für die folgende Querschnittsanalyse aber

als unpraktikabel, für die Vielzahl möglicher Querschnittsabmessungen umfassende Kataloge von Temperaturen vorzuhalten oder jeweils vorzugeben.

Ein einfaches Verfahren, basierend auf der Differenzenmethode, wird in / 15 / vorgestellt. Für einen mit $\Delta x = \Delta y$ diskretisierten Querschnitt ist die Temperatur eines Elements (i,j) zum Zeitpunkt k+1 gegeben durch

$$T_{i,j}^{k+1} = \frac{a \cdot \Delta t}{(\Delta x)^2} (T_{i+1,j}^k + T_{i-1,j}^k + T_{i,j+1}^k + T_{i,j-1}^k - 4 T_{i,j}^k) + T_{i,j}^k$$

mit $a = \frac{\lambda}{c_p \cdot \rho}$ wird daraus

$$T_{i,j}^{k+1} = \frac{4 \cdot \lambda \cdot \Delta t}{c_p \cdot \rho \cdot (\Delta x)^2} \left(\frac{T_{i+1,j}^k + T_{i-1,j}^k + T_{i,j+1}^k + T_{i,j-1}^k}{4} - T_{i,j}^k \right) + T_{i,j}^k$$

mit λ : Wärmeleitfähigkeit
 c_p : spezifische Wärmekapazität
 ρ : Dichte
 Δ : Zeitschrittweite

Die Größen c_p und ρ werden als konstant angenommen, λ wird in Abhängigkeit von einer mittleren Querschnittstemperatur T_m definiert zu

$$\lambda(T) = \lambda_0 - \frac{T_m}{1000}$$

Damit kann der Faktor $\frac{4 \cdot \lambda \cdot \Delta t}{c_p \cdot \rho \cdot (\Delta x)^2}$ zu 1 gesetzt werden und die

aktuelle Zeitschrittweite ergibt sich aus $\Delta t = \frac{c_p \cdot \rho \cdot (\Delta x)^2}{4 \cdot \lambda(T_m)}$

Die Temperatur des Elements (i,j) läßt sich dann ohne Iteration direkt aus den Temperaturen der umgebenden Elemente aus dem vorhergehenden Zeitschritt berechnen.

$$T_{i,j}^{k+1} = \frac{T_{i+1,j}^k + T_{i-1,j}^k + T_{i,j+1}^k + T_{i,j-1}^k}{4}$$

Als einziger temperaturabhängiger Parameter ist hier die Wärmeleitfähigkeit eingeführt. Sie ist für einen Berechnungsschritt im gesamten Querschnitt konstant, die Berechnung von Mehrstoffquerschnitten ist also nicht möglich. In Bild 1 ist die so ermittelte Temperatur für

einen dreiseitig beflamten Balken dem Ergebnis einer genauen Berechnung gegenübergestellt. Nachrechnungen für andere Querschnitte ergaben ähnliche Abweichungen.

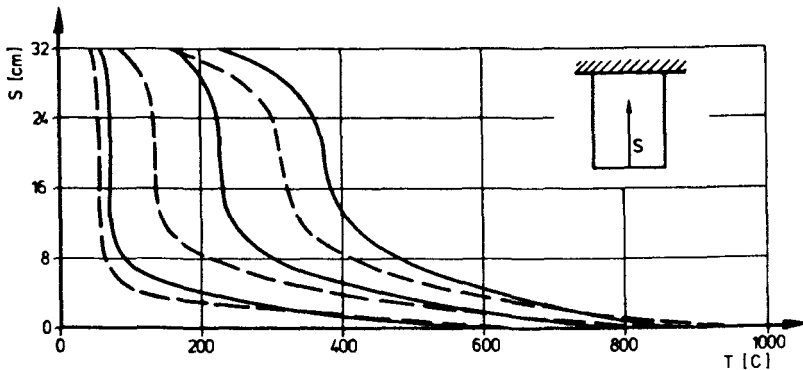


Bild 1 : Temperaturen entlang der Symmetrieachse

Balken $b / d : 16 / 32$ cm, Normalbeton

— Ergebnisse aus / 15 /, - - - aus / 10 /

In Versuchen gemessene Temperaturen ließen sich auch bei Änderung der in / 15 / empfohlenen Werte für die Wärmeleitfähigkeit, Wärmekapazität und Dichte nicht befriedigend nachrechnen, insbesondere läßt sich der durch Verdampfung des Wassers bedingte langsame Temperaturanstieg zwischen ca. 100 bis 200 Grad C nicht nachvollziehen. Berechnungen unter Zugrundelegung einer so ermittelten Temperaturverteilung ergaben für schlanke Stützen erhebliche Abweichungen sowohl bei der Ermittlung der Traglast als auch des Versagenszeitpunktes.

1.3 Vereinfachung der Querschnittsberechnung

Mögliche Vereinfachungen sind

- Verkleinerung der Anzahl der Diskretisierungselemente
- Vernachlässigung der thermischen Dehnungen
- Abschnittsweise Linearisierung der Arbeitslinien
- Weitgehende Linearisierung der Momenten-Krümmungs-Beziehung

Eine Verringerung der Anzahl der Diskretisierungselemente hat zur Folge, daß der Ausfall der äußeren Zone nicht mehr durch eine Lastumlagerung auf den weniger beanspruchten Kern kompensiert werden kann oder große Dehnungsänderungen dafür erforderlich sind. Dies bedeutet ein vorzeitiges rechnerisches Versagen des Querschnitts oder Unstetigkeiten in der Momenten-Krümmungs-Beziehung.

Die Vernachlässigung der thermischen Dehnung führt zu einer Verminderung der zentrischen, vom Querschnitt aufnehmbaren Traglasten, bei dem in Bild 2 dargestellten Beispiel um mehr als 20 Prozent. Ferner ergibt sich ein wesentlich veränderter Verlauf der Momenten-Krümmungs-Beziehung (Bild 3), das maximal aufnehmbare Moment bleibt aber nahezu gleich. Bei Bauteilen, bei denen die Verformung auf das Versagen keinen Einfluß hat, kann also auf die Ermittlung und Berücksichtigung der thermischen Dehnung verzichtet werden.

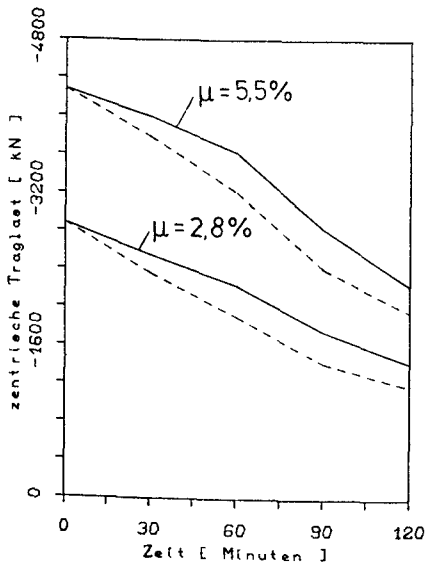


Bild 2 : Zentrische Traglast
Querschnitt 30 / 30 cm
- - - ohne therm. Dehnung
— mit therm. Dehnung

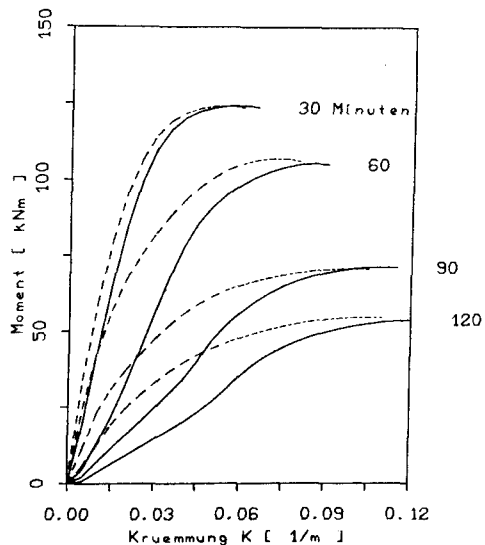


Bild 3 : Momenten-Krümmungs-Beziehung
für 30 - 120 Minuten Brand-
beanspruchung
b / d = 30 / 30 cm, $\mu = 2.8 \%$

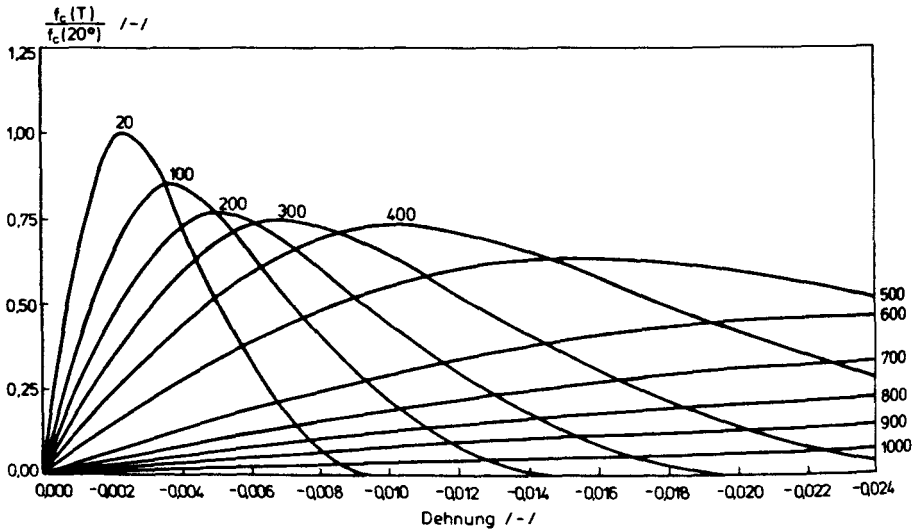


Bild 4.1 : Temperaturabhängige bezogene Betondruckfestigkeiten
nach / 12 /

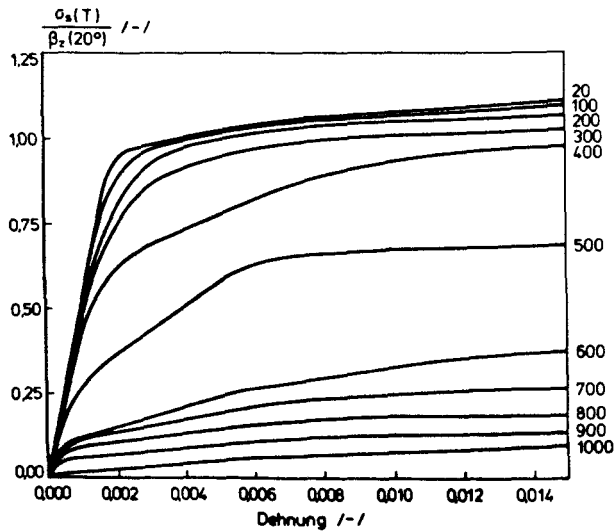


Bild 4.2 : Temperaturabhängige bezogene Betonstahlfestigkeiten
für Betonstahl BSt 420 / 500 RK nach / 12 /

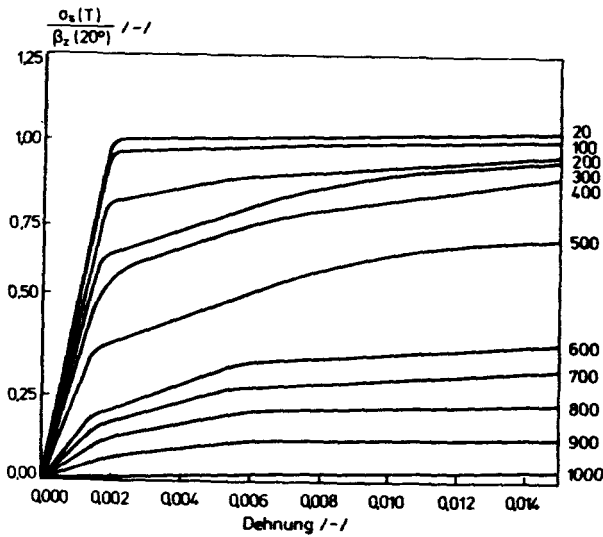


Bild 4.3 : Temperaturabhängige bezogene Betonstahlfestigkeiten
für Betonstahl BSt 420 / 500 RU nach / 12 /

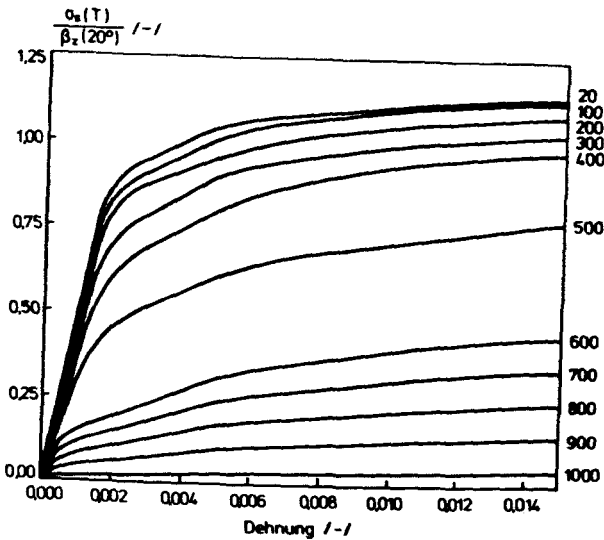


Bild 4.4 : Temperaturabhängige bezogene Betonstahlfestigkeiten
für Betonstahl BSt 420 / 500 RUS nach / 12 /

Die Vereinfachung der Beton- und Stahlarbeitslinien (Bild 4.1 - 4.4) wurde mit bilinearen Ansätzen (Bild 5.1, 5.2) versucht. Dies führt zu ähnlichen Problemen wie die Vergrößerung der Diskretisierung, zusätzlich treten numerische Instabilitäten auf.

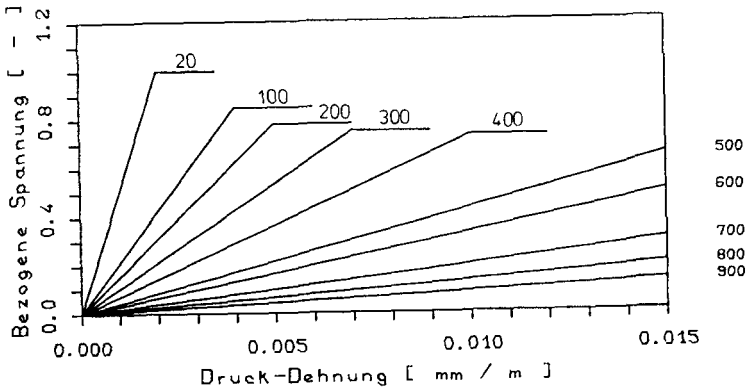


Bild 5.1 : Temperaturabhängige bezogene Betondruckfestigkeiten
Vereinfachte bilineare Rechenansätze

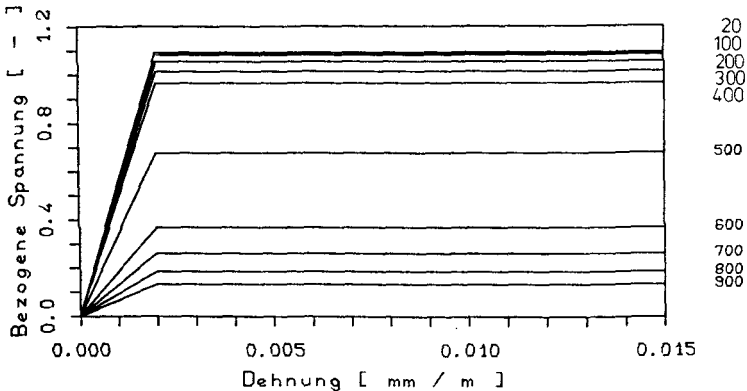


Bild 5.2 : Temperaturabhängige bezogene Betonstahlfestigkeiten
Vereinfachte bilineare Rechenansätze

Eine weitgehende Linearisierung der Momenten-Krümmungs-Beziehung kann wiederum für Bauteile, bei denen die Verformung unwesentlich ist, durchgeführt werden. Sobald Verformungen aus Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen sind - dies ist schon bei im Kalten nur mäßig schlanken Stützen durch die kontinuierliche Abnahme der Steifigkeit der Fall -, ist dies nicht möglich.

Zusammenfassend läßt sich also feststellen, daß nur für Bauteile mit reiner Biegebeanspruchung eine Verminderung des Berechnungsaufwandes erzielt werden kann. Eine nennenswerte Reduktion des Umfangs des Programms ist dabei nicht zu erzielen.

2. Modell für eine vereinfachte Traglastabschätzung

Für Stützen und Balken aus brett-schichtverleimten Holz wurde ein Modell entwickelt / 16 /, daß durch die einfache Reduktion der ursprünglichen Querschnittsfläche über das Maß des tatsächlichen Abbrandes hinaus eine Abschätzung der Traglast für eine bestimmte Beflammungszeit bzw. der Feuerwiderstandsdauer zuläßt. Dabei wurden die der Bemessung zugrundeliegenden Materialparameter ohne Änderung übernommen. Die erforderliche Querschnittsverminderung wurde aus der Nachrechnung von zahlreichen Brandversuchen ermittelt.

Bei Betonbauteilen findet naturgemäß kein Abbrand statt. Die äußere Zone eines Querschnitts wird aber durch die Verteilung der thermischen Dehnungen stark zusätzlich belastet, gleichzeitig ist hier der temperaturbedingte Abfall der Materialfestigkeit am größten, so daß mit fortschreitender Branddauer eine zunehmende Lastumlagerung auf die kälteren, innen liegenden Bereiche stattfindet.

Es wurde folgende Arbeitshypothese aufgestellt :

Bestimmung der erforderlichen Reduktion der Beton- und Bewehrungsstahlflächen so, daß eine Übereinstimmung der Tragfähigkeit des Restquerschnittes mit der des thermisch beanspruchten Querschnittes vorliegt. Dabei sollten soweit möglich die idealisierten Annahmen der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen (Bild 6) der Bemessung zugrundegelegt werden.

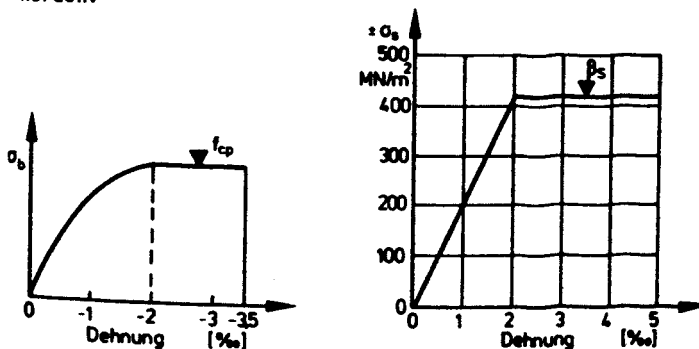


Bild 6 : Arbeitslinien für Beton und Betonstahl aus / 17 /

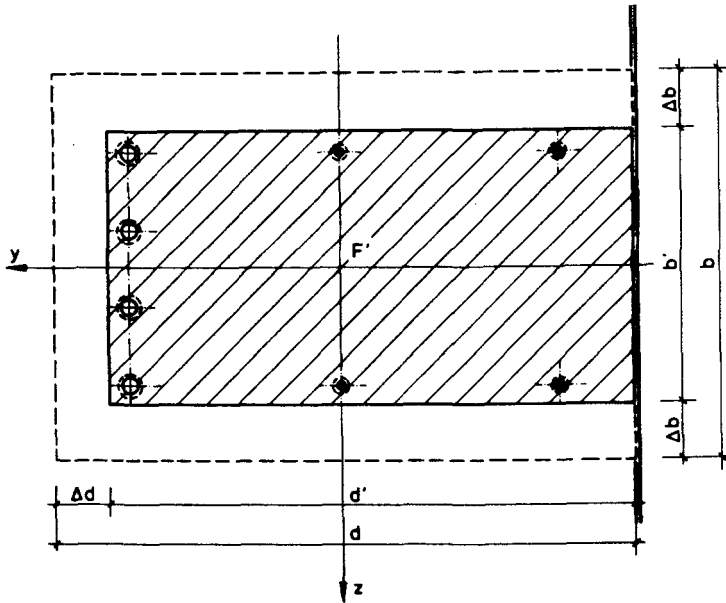


Bild 7 : Reduktion der Beton- und Stahlfläche eines dreiseitig beflamten Querschnitts, $\Delta b = \Delta d$

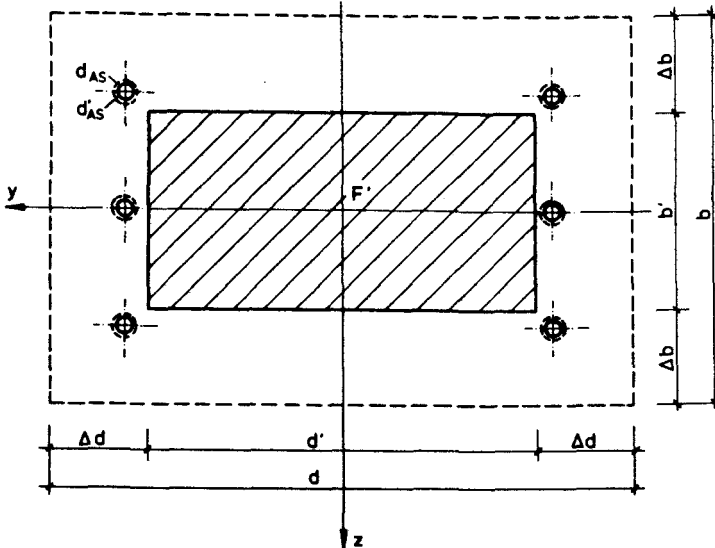


Bild 8 : Reduktion der Beton- und Stahlfläche eines vierseitig beflamten Querschnitts, $\Delta b = \Delta d$

Ein ähnliches Modell liegt dem in / 14 / vorgestellten Verfahren zugrunde. Hier ist als Grenze zwischen der ausfallenden und voll tragfähigen Zone der Betonfläche die 500 Grad C Isotherme vorgegeben. Die Stahlspannung wird in Abhängigkeit von der mittleren, gewichteten Temperatur der Bewehrungsstähle, der restlichen Betonfläche und der Betondruckspannung vermindert. Ergebnisse dieses Verfahrens für biegebeanspruchte Bauteile werden in Abschnitt 3 vorgestellt. Es muß also lediglich die Lage der 500 Grad C Isotherme und die Temperatur der Stahleinslagen ermittelt werden, die Kenntnis der Temperaturverteilung im Querschnitt ist nicht erforderlich.

Dies ist auch in der in / 18, 19 / vorgestellten Berechnungsmethode der Fall. Die Abminderung der tragfähigen Betonfläche und zusätzlich der aufnehmbaren Betondruckspannung ist als Funktion der Querschnittsdicke und der Branddauer in / 20 / mit umfangreichen Tabellen dargestellt. Die Stahlspannung wird temperaturabhängig reduziert. Nachrechnungen von Versuchen an Balken und zentrisch belasteten, z. T. gering ausgelasteten Stützen sind in / 19 / aufgeführt.

2.1 Reduktion der Betonflächen

Die zu ermittelnde Reduktion der Betonfläche wurde für dreiseitig beflamte Querschnitte nach Bild 7, für vierseitig beflamte Querschnitte nach Bild 8 durchgeführt. Ein- oder zweiseitig beflamte Bauteile wurden nicht berechnet. Auf eine dem Verlauf der Isothermen entsprechende Ausrundung der Ecken wurde verzichtet. Testrechnungen ergaben hier nur geringe Unterschiede des erforderlichen Abzugs b , der höhere Berechnungsaufwand ist also nicht erforderlich.

2.2 Reduktion der Stahlflächen

Der Einfluß der Bewehrung ist fast immer von entscheidender Bedeutung für das Tragverhalten und den Versagenszeitpunkt der Bauteile. Für gering bewehrte Balken mit ausreichender Biegedruckzone stellt die Unterschreitung der von den Stählen aufzunehmenden Zugkräfte das allei-

nige Versagenskriterium dar. Es ist deshalb erforderlich, die temperaturbedingte Abminderung der aufnehmbaren Stahlspannung möglichst genau zu erfassen. Die aus umfangreichen instationären Warmkriechversuchen entwickelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für die üblichen Bewehrungsstähle (Bild 4.2 - 4.4) zeigen erhebliche Unterschiede im Verlauf der Arbeitslinien für verschiedene Betonstahlsorten. Für den Versagensfall eines Bauteils, nur darum kann es im Rahmen einer vereinfachten Berechnung gehen, kann zumindest für biegebeanspruchte Bauteile von einem Zustand großer Dehnungen ausgegangen werden. Es erscheint daher möglich, den Vergleich der Arbeitslinien auf diesen Bereich zu begrenzen. In Bild 9 sind ohne Berücksichtigung der zugehörigen Dehnung die maximal aufnehmbaren Spannungen der verschiedenen Betonstahlsorten sowie der resultierende Mittelwert bezogen auf die der Bemessung zugrundegelegte Bruchspannung in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt.

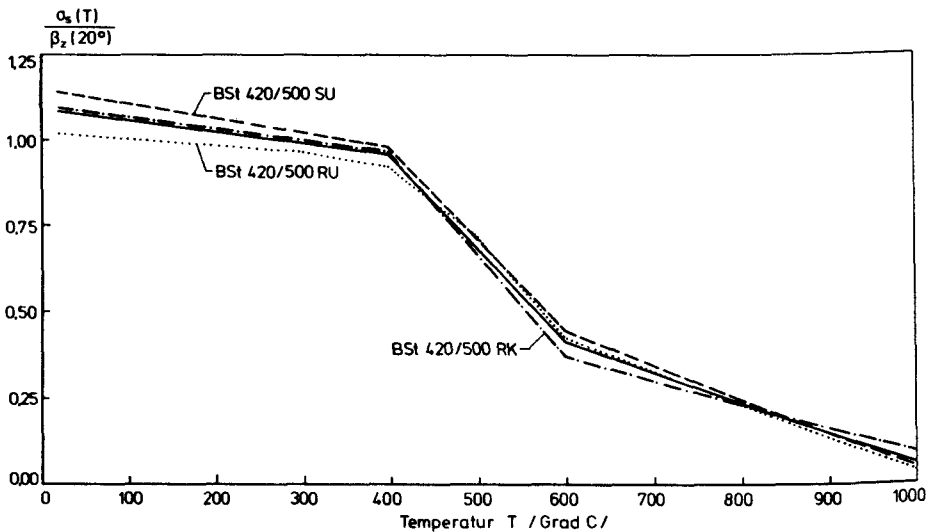


Bild 9 : Verlauf der maximal aufnehmbaren Stahlspannung
 — Mittelwert der verschiedenen Betonstahlsorten

Da i. a. nicht bekannt ist, welche Betonstahlsorte verwendet wurde oder wird und da die Unterschiede bei der jeweiligen maximalen Dehnung nicht gravierend sind, erscheint es sinnvoll und möglich, im folgenden von dem dargestellten Mittelwert auszugehen.

Der Verlauf des mittleren Wertes der temperaturabhängigen Spannung kann abschnittsweise wie folgt linear angenommen werden.

Temperatur	20	400	600	1000	/ Grad C /
$\frac{\sigma_s(T)}{\sigma_s(20^\circ)}$	1.084	0.954	0.411	0.058	/ - /

Der temperaturbedingte Abfall der Stahlspannung kann dann mit einer gleichwertigen Reduktion der Stahlfläche erfaßt werden. Übertragen auf die bilineare Arbeitslinie aus DIN 1045 ergibt sich allerdings wie in Bild 10 dargestellt eine Überschätzung der aufnehmbaren Stahlspannung bei geringen Dehnungen sowie des E-Moduls.

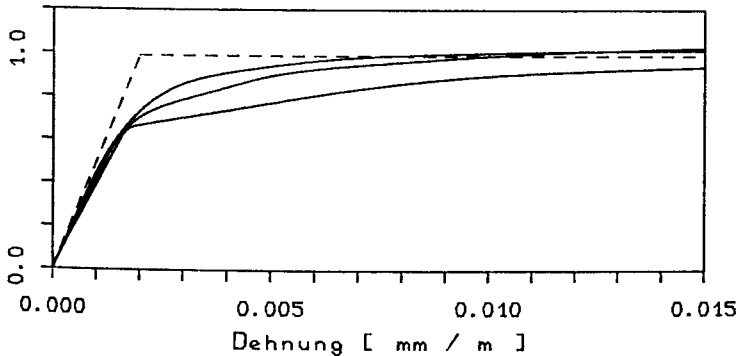


Bild 10 : Vergleich der idealisierten (- - -) Arbeitslinie und der genauen Annahmen für $T = 300$ Grad C

Für Stützen, bei denen die Bewehrung nicht generell hohe Dehnungen aufweist, führt die zu einem entsprechenden Fehler.

Generell ist festzustellen, daß bis zu einer Temperatur von ca. 250 Grad C die aufnehmbare Spannung über den in DIN 1045 als Bruchspannung angesetzten 420 N/mm² liegt, ferner ist der starke Abfall im Temperaturbereich 400 - 600 Grad C, also im Bereich um die als Tcrit bezeichnete Temperatur von 500 Grad, bemerkenswert. Eine Abweichung von 25 Grad führt hier zu einer Differenz der Spannung von ca. 60 N/mm², dies sind bezogen auf $\sigma_s(500 \text{ Grad C})$ 20 Prozent.

Demzufolge sollte die Ermittlung der Stahltemperaturen genau durchgeführt werden. Nach Ehm / 23 / ist es zulässig, die Temperaturen der

Bewehrungsstähle für die üblichen Achsabstände von 25 bis 45 mm von der beflamten Seite aus den Betontemperaturen zu ermitteln, die Berechnung eines Mehrstoffquerschnittes ist also im Allgemeinen nicht erforderlich. Damit kann das in / 15 / aufgeführte Berechnungsverfahren angewendet werden, es ergeben sich aber auch für die Bewehrung Temperaturunterschiede von mehr als ± 50 K (s. auch Bild 1). Zwar läßt sich hier über die Wahl der die Berechnung bestimmenden Parameter im Einzelfall eine befriedigende Übereinstimmung mit genauen Verfahren erzielen, eine differenzierte Angabe für diese Parameter ist aber bei der Vielzahl der möglichen Querschnitte und Lagen der Stähle nicht möglich. Die Interpolation aus Isothermen oder diskreten Rasterwerten, wie in / 14 / vorgeschlagen, erbringt ähnliche Differenzen.

Eigene Versuche, die Temperatur der Bewehrung als Funktion der Überdeckung und der Zeit in der Form verschiedener funktionaler Ansätze zu beschreiben, scheiterten an der Vielzahl der Temperaturverläufe. In Bild 11.1 - 11.3 sind für verschiedene Achsabstände und Lagen der Bewehrung die Temperaturentwicklungen für Balken dargestellt, für stehende Bauteile (Stützen) kann aufgrund des geringeren Wärmeübergangs von etwas kleineren Werten ausgegangen werden.

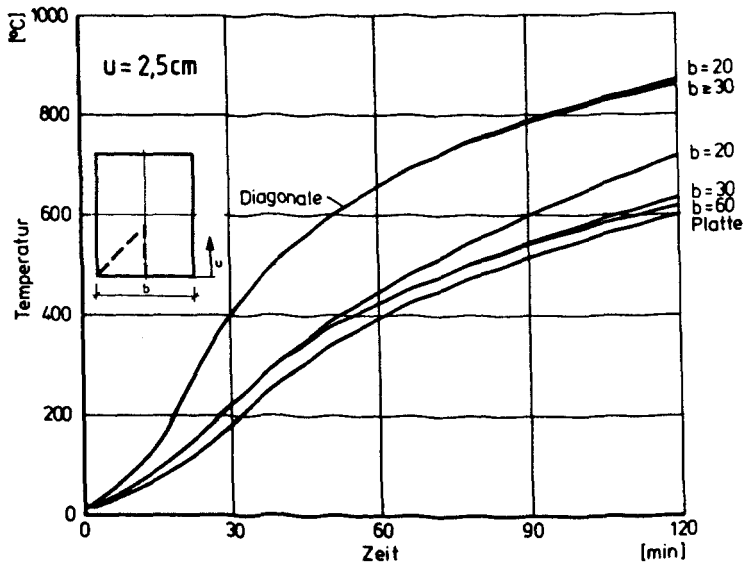


Bild 11.1 : Temperaturentwicklung der Stahleinlagen
Achsabstand der Bewehrung : 2.5 cm

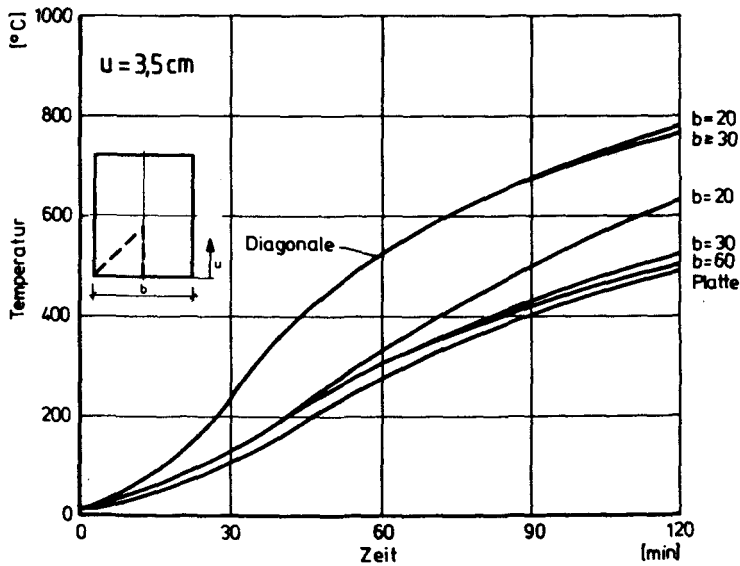


Bild 11.2 : Temperaturentwicklung der Stahleinlagen
Achsabstand der Bewehrung : 3.5 cm

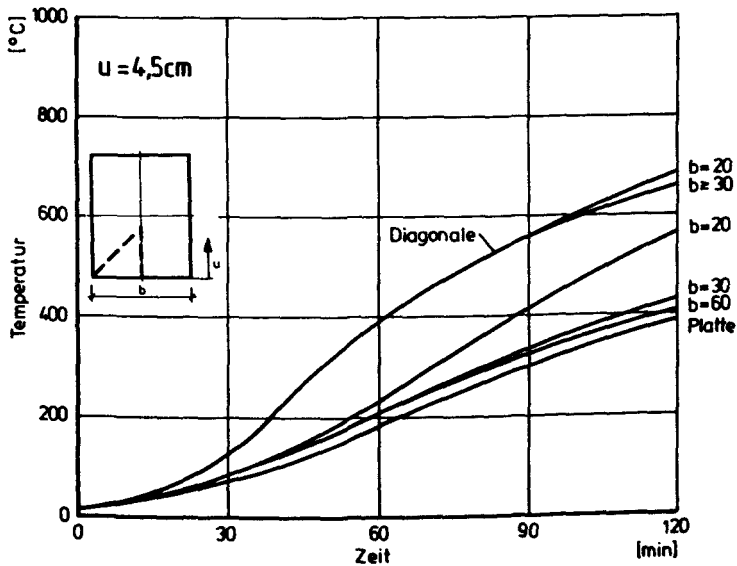


Bild 11.3 : Temperaturentwicklung der Stahleinlagen
Achsabstand der Bewehrung : 4.5 cm

2.3 Grundlagen für die folgenden Berechnungen

Für Holzbauteile konnte auf Versuchsergebnisse als Grundlage der Ermittlung der erforderlichen Querschnittsreduktion zurückgegriffen werden. Für Stahlbetonbalken und -stützen ergibt sich aber die Notwendigkeit, aufgrund der wesentlich umfangreicheren Anzahl der Variablen eine entsprechend größere Anzahl von entsprechend dokumentierten Versuchsergebnissen zugrunde legen zu können, dies ist so nicht gegeben. Deshalb wurden für die folgenden Betrachtungen die Berechnungsergebnisse aus / 8 / als genügend an Versuchen geeichte Methode gewählt.

Die Berechnung des gleichwertigen Restquerschnittes wurde mit / 21 / durchgeführt. Vorab wurden die Flächen der Bewehrungsstähle gemäß den geschilderten Kriterien abgemindert. Für nur durch Biegung beanspruchte Bauteile wurde die Suche nach dem aufnehmbaren Moment des temperaturbeanspruchten Querschnitts iterativ durchgeführt und bei einer geringeren Abweichung als ± 2.5 Prozent abgebrochen. Für normalkraftbeanspruchte Bauteile wurden die Betonflächen zuerst schrittweise abgemindert und die aufnehmbare Momenten/Normalkraft-Kombination in Form von Interaktionsdiagrammen aufgestellt. Danach wurde ein visueller Vergleich durchgeführt, um über den gesamten Bereich eine Einstufung vornehmen zu können (s. Abschn. 4).

Die Betondruckfestigkeit ist in beiden Programmen als Prismenfestigkeit $f_{cd} = 0.85 \beta_w$ angesetzt. Der Sicherheitsbeiwert wurde generell zu 1 gesetzt.

3. Biegebeanspruchte Bauteile

In DIN 4102 / 22 / ist für biegebeanspruchte Bauteile in Abhängigkeit von den Bauteilabmessungen, der Überdeckung der Bewehrung, den statischen Randbedingungen und der Art der Beflammung - 3 oder 4-seitig - eine Einstufung in Feuerwiderstandsklassen vorgesehen. Die Betondruckzone wird bei Balken mit einer geringeren Breite als 15 cm über die Vorgabe von einzuhaltenden Mindest- k_h Werten in der Randdehnung und damit -spannung beschränkt. Das Versagen der Bauteile wird i. A. auf eine temperaturbedingte Unterschreitung der erforderlichen Stahlfestigkeit zurückgeführt. Dies führt zu der Definition von T_{crit} von 500 Grad C für BSt 420/500, bei voller Ausnutzung des Bauteils ergibt sich hier der Schnittpunkt des kontinuierlich sinkenden Sicherheitsbeiwertes mit 1.

In Bild 12 sind die zum rechnerischen Versagenszeitpunkt ermittelten, ggf. unter Berücksichtigung der Stahlflächen gemittelten Temperaturen der Bewehrung für 3-seitig beflamnte Rechteckbalken dargestellt.

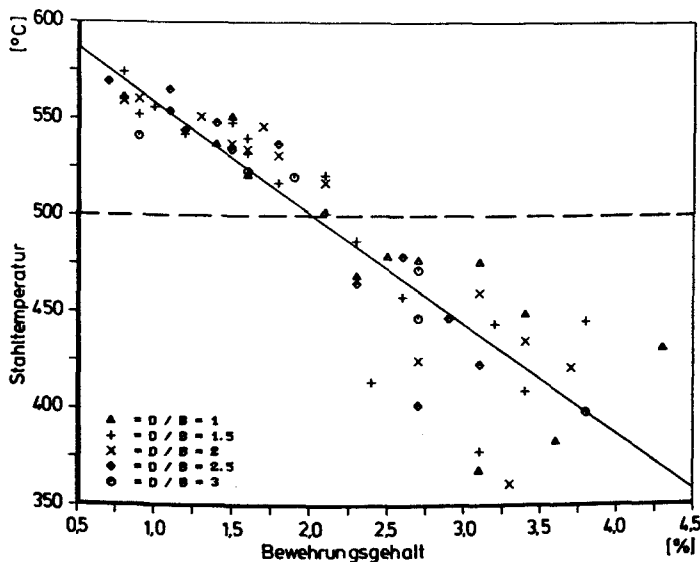


Bild 12 : Stahltemperaturen zum rechnerischen Versagenszeitpunkt
 Dreiseitig beflamnte Balken mit Feldmoment
 Breiten 20, 24, 30, 40 cm, BSt 420/500, B25

Es wurde jeweils das nach DIN 1045 zulässige Gebrauchslastmoment als Grenze für das Versagen zugrundegelegt. Eine Druckbewehrung - auch die konstruktiv im Normalfall erforderlichen Stähle - wurde nicht angesetzt. Die größere Streuung ab $\mu \sim 2.5$ Prozent ergibt sich aus der jeweils von der Breite abhängigen, möglichen Verteilung der Bewehrung in der Zugzone und der Anzahl der Lagen. Es zeigt sich bei großen Bewehrungsgehalten ein deutliches Absinken unter 500 Grad. Hier liegt im Kalten eine volle Ausnutzung der Randspannung und der möglichen Höhe der Biegedruckzone vor, der kritische Parameter ist also in diesen Fällen die Tragfähigkeit der Biegedruckzone. Die in DIN 4102 getroffenen Regelungen sind demnach für solche Querschnitte nur bedingt anwendbar.

Die Gültigkeit des in / 14 / aufgeführten Verfahrens wird auch für Querschnitte mit Normalkraftbeanspruchung postuliert, allerdings sind dort nur Berechnungsbeispiele für biegebeanspruchte Bauteile aufgeführt. Eine Nachrechnung erfolgte deshalb nur für solche Bauteile. In Bild 13.1 - 13.4 sind ist die so ermittelte Tragfähigkeit der genauen Berechnung gegenübergestellt, und zwar für eine Beanspruchung bei dreiseitig beflamten Balken mit Feld- und Stützmoment sowie für vierseitig beflamte Balken. Die genaue Berechnung wurde mit der in Bild 4.1 dargestellten Betonarbeitslinie für 20 Grad C durchgeführt, das nach DIN 1045 ermittelte Bemessungsmoment liegt deshalb um mehr als das 1.75-fache unter dem Bruchmoment nach / 8 /. Es zeigt sich deutlich, daß für geringe Bewehrungsgehalte der Verlauf der Tragfähigkeitsabminderung gut nachvollzogen werden kann, während bei höher bewehrten Querschnitten der Verlauf der Kurven nicht übereinstimmt. Die Tragfähigkeit wird in den dargestellten Beispielen um bis zu 25 Prozent unterschätzt. Daraus resultiert eine Fehleinschätzung der Versagenszeit von erheblicher Größenordnung, und zwar bis zu über 60 Minuten vor dem rechnerischen Versagen nach / 8 /. Dies ist für alle o.a. Beanspruchungsarten gleichermaßen der Fall.

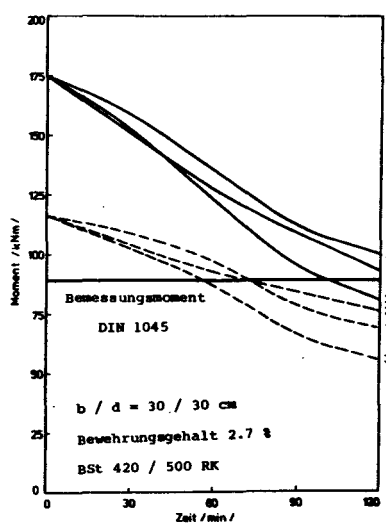
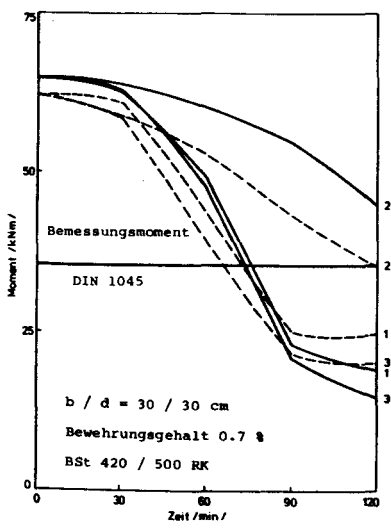


Bild 13.1 u. 13.2 : Vergleich des aufnehmbaren Biegemomentes

— nach / 8 /, - - - nach / 14 /
 1 : 3-seitig beflammt, Feldmoment
 2 : 3-seitig beflammt, Stützmoment
 3 : 4-seitig beflammt

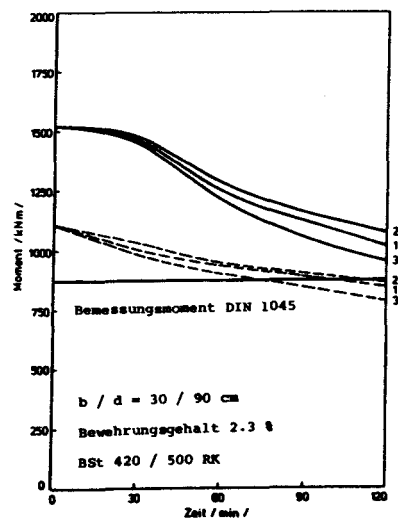
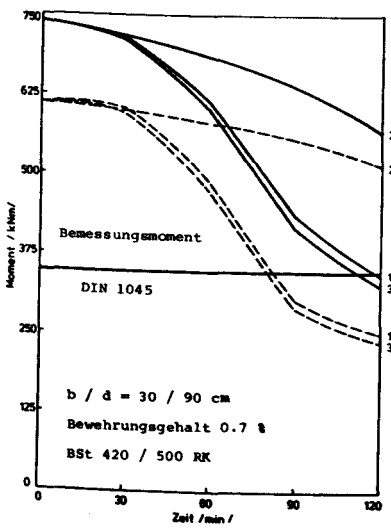


Bild 13.3 u. 13.4 : Vergleich des aufnehmbaren Biegemomentes

— nach / 8 /, - - - nach / 14 /

Bei der Berechnung muß prinzipiell unterschieden werden für :

- Art der Beflammung : 3- oder 4-seitig
- Art der Beanspruchung : Feld- oder Stützmoment
- Querschnittsform : Rechteck-, Plattenbalken oder aufgelöster Querschnitt

Aufgelöste Querschnitte wurden aufgrund der Vielzahl der möglichen Ausbildungsformen nicht behandelt. Bei Plattenbalken im Bereich eines Feldmomentes kann i. A. von einer ausreichenden Druckzone ausgegangen werden. Hier ist dann das Temperaturkriterium für die Bewehrung maßgebend, Fragen wie die mitwirkende Plattenbreite oder die Schubübertragung im Plattenanschnitt waren Gegenstand gesonderter Untersuchungen im Teilprojekt A2. Im Bereich eines Stützmomentes wird ein ähnliches Verhalten wie bei Rechteckbalken unterstellt.

In Bild 14 ist für einen Querschnitt die rechnerisch erforderliche Reduktion Δb dargestellt. Maßgebende Einflüsse sind wie zu erwarten die Branddauer und der Bewehrungsgehalt.

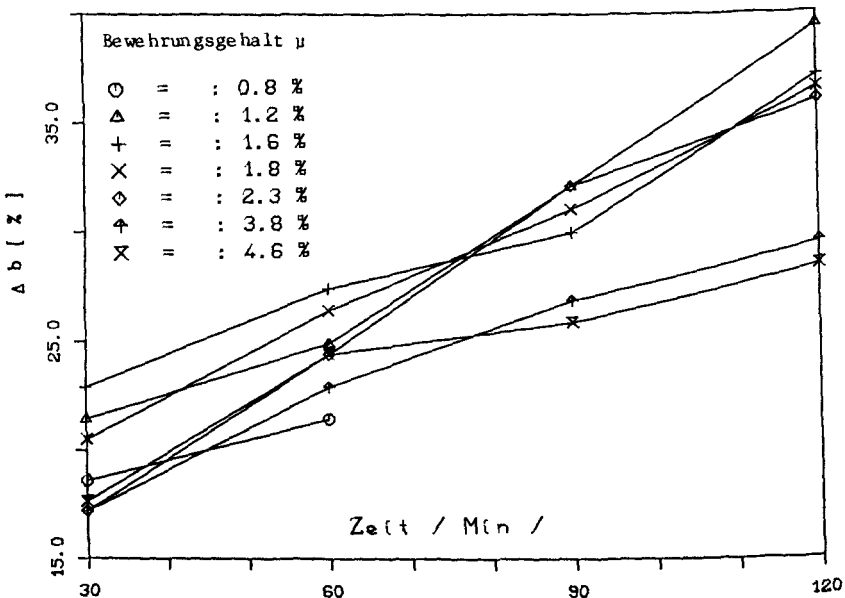


Bild 14 : Erforderliche Reduktion Δb , $b = 20$ cm, $d / b = 2$
B25, BSt 420/500, 3-seitig beflammt, Feldmoment

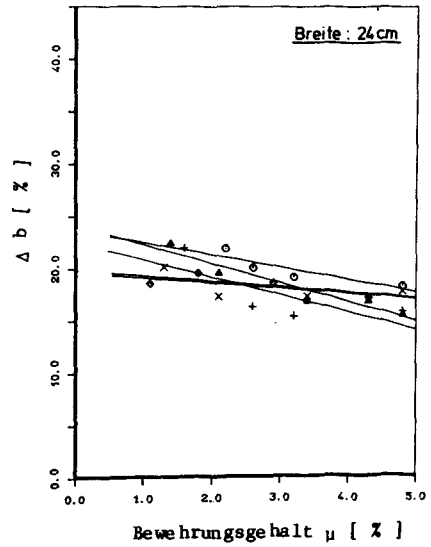
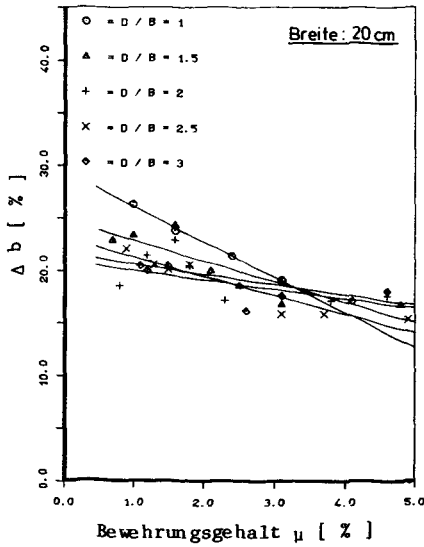
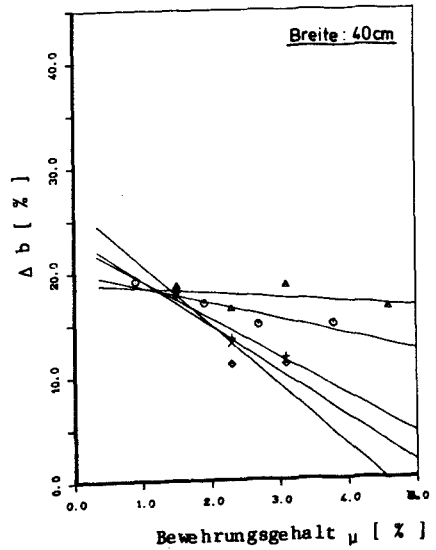
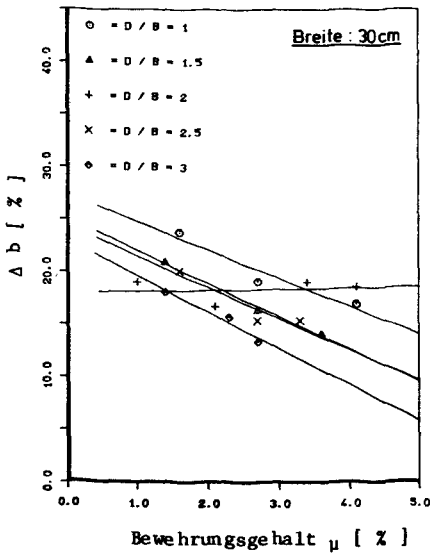


Bild 15.1 - 15.4 : Erforderliche Querschnittsverminderung Δb
 Branddauer 30 Minuten, B25, Bst 420/500
 3-seitig beflammt, Feldmoment



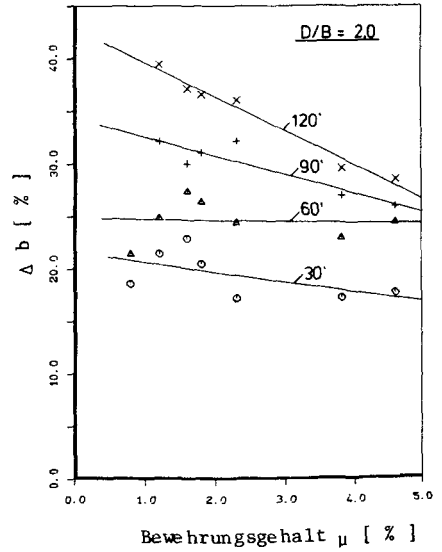
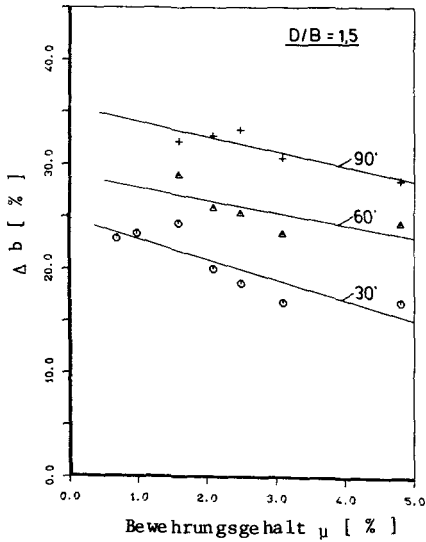
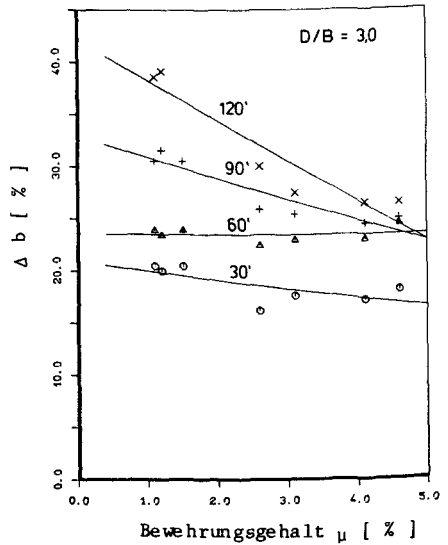
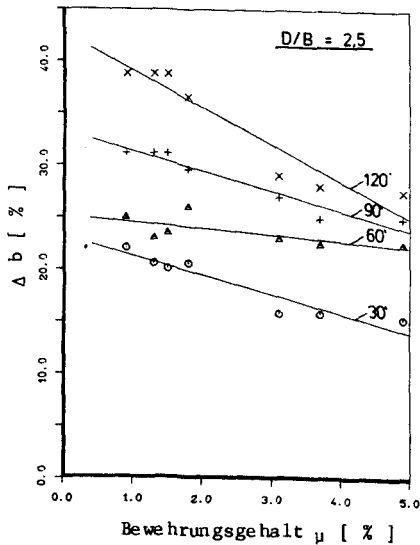


Bild 16.1 - 16.4 : Erforderliche Querschnittsverminderung Δb
 Breite 20 cm, B25, BSt 420/500
 3-seitig beflammt, Feldmoment



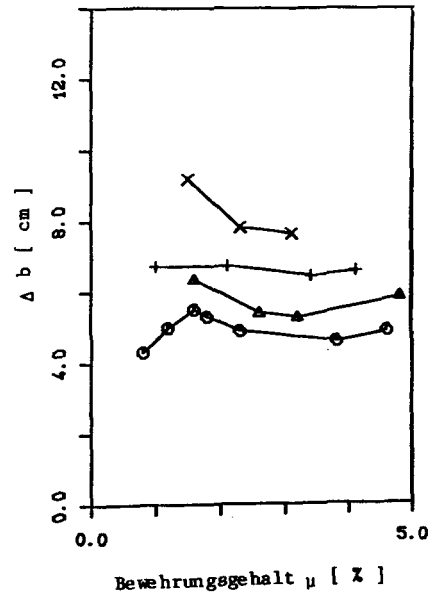
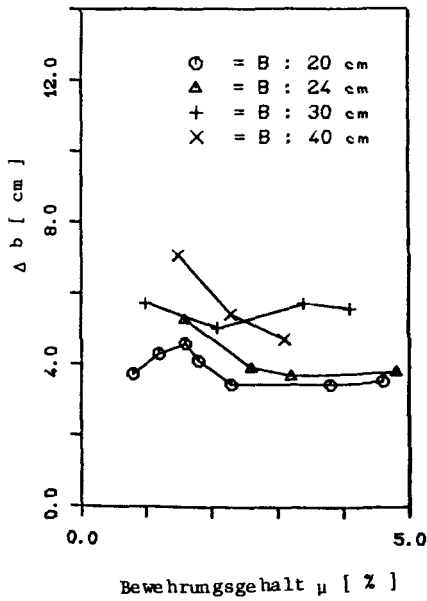
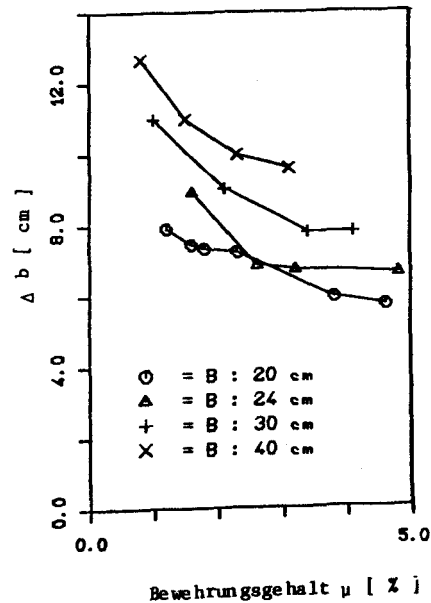
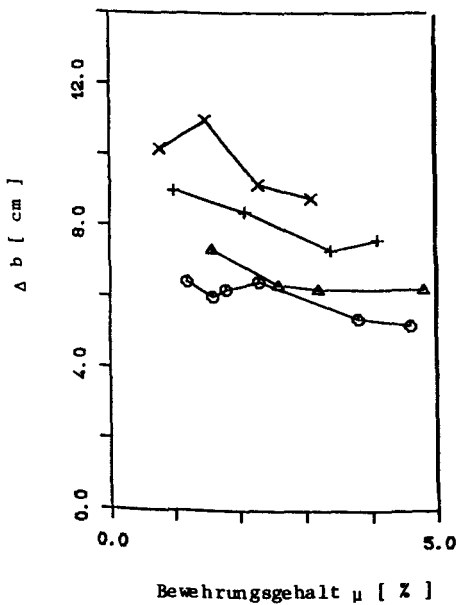


Bild 17.1 - 17.4 : Erforderliche Querschnittsverminderung Δb
 Verhältnis $d / b = 2$, B25, BSt 420/500
 3-seitig beflammt, Feldmoment



Es wurden für die Berechnung variiert :

- Querschnittsbreite b : 20, 24, 30, 40 cm
- Seitenverhältnis d / b : 1, 1.5, 2, 1.5 und 3
- Bewehrungsgehalt : 0.7 - 4.8 Prozent
- Betongüte : B25, B35, B45

In Bild 15.1 - 15.4 ist für die Beflammungsdauer 30 Minuten für verschiedene Breiten b und Seitenverhältnisse b / d der jeweils erforderliche Abzug in Prozent der Querschnittsbreite dargestellt. Die Geraden zeigen die lineare Regressionsfunktion für die aufgeführten Seitenverhältnisse. Bild 16.1 - 16.4 zeigt eine analoge Darstellung für die Breite 20 cm bei verschiedenen Zeiten und Seitenverhältnissen. In Bild 17.1 - 17.4 wird für das Seitenverhältnis $d / b = 2$ und verschiedene Zeiten sowie Breiten der erforderliche Abzug in Absolutwerten ohne die Regressionsfunktionen dargestellt.

Es läßt sich außer der Abhängigkeit von der Zeit (Bild 16) kein eindeutiger, übergreifender Zusammenhang erkennen. Bemerkenswert ist für die Breiten $b = 24$ cm die Unabhängigkeit von dem Seitenverhältnis (Bild 15.1 und 15.2), die für größere Breiten bei längeren Branddauern ebenfalls zutrifft. Ferner ist ein signifikanter Anstieg des erforderlichen Abzuges für kleinere Breiten bei geringen Branddauern und bei entsprechend längeren Zeiten für größere Breiten festzustellen (Bild 17). Dieser Effekt tritt bei allen Seitenverhältnissen auf und läßt sich mit dem Ausnutzungsverhältnis der Biegedruckzone bzw. der Bewehrung erklären. Die Änderung der Betongüte bewirkt nur geringfügige Verschiebungen.

Für dreiseitig beflammte Balken im Bereich des Stützmomentes und vierseitig beflammte Balken ist der erforderliche Abzug wesentlich geringer. In Bild 18 und 19 sind zwei Seitenverhältnisse gegenübergestellt, die gravierenden Unterschiede in der Tendenz sind offensichtlich.

Auch der Ansatz höherwertiger Regressionsfunktionen erbrachte keine eindeutige Systematik.

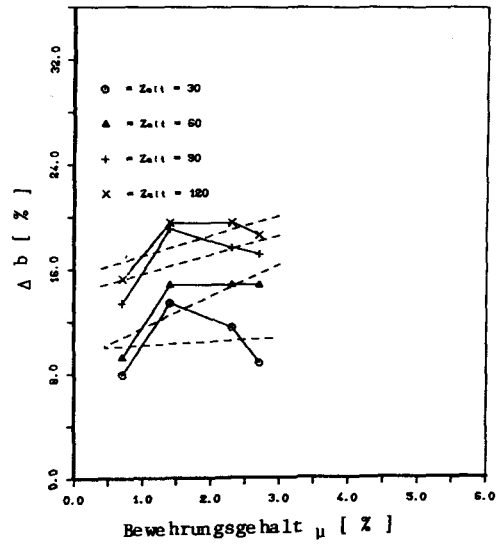
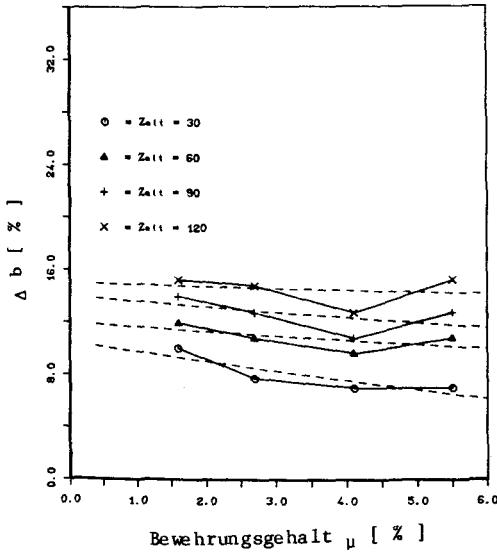


Bild 18.1 - 18.2 : Erforderliche Querschnittsverminderung Δb
 Breite = 30 cm, B25, BSt 420/500
 3-seitig beflammt, Stützmoment

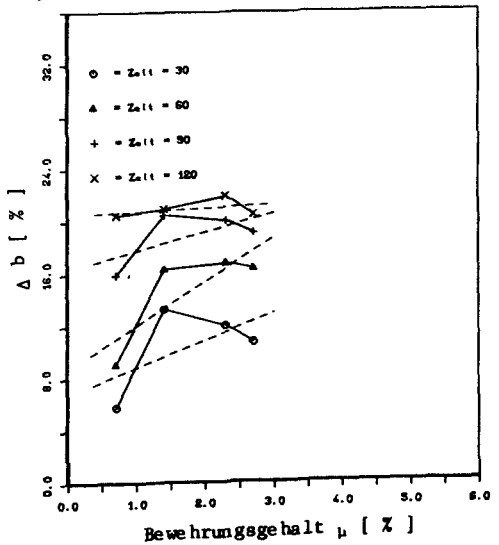
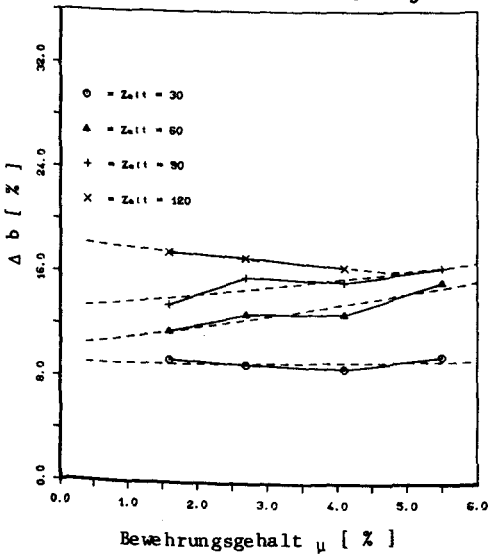


Bild 19.1 - 19.2 : Erforderliche Querschnittsverminderung Δb
 Breite = 30 cm, B25, BSt 420/500
 4-seitig beflammt

4. Normalkraftbeanspruchte Bauteile

Für Stützen ist zusätzlich der Einfluß der Normalkraft und bei knickgefährdeten Bauteilen auch der Zusatzbeanspruchungen aufgrund der Verformungen zu berücksichtigen. DIN 4102 klassifiziert normalkraftbeanspruchte Bauteile in Abhängigkeit von den Abmessungen und der Überdeckung der Bewehrung. Unterscheidungen hinsichtlich Schlankheit, Lastausmitte und Ausnutzungsgrad werden nicht vorgenommen.

In / 24 / sind für frei gelagerte Stahlbetonstützen die Einflußgrößen für die Traglast im Rahmen der zu erwartenden Streuungen variiert worden. Die unterschiedliche Empfindlichkeit der Bauteile auf diese Variation bei Änderung z. B. der Stablänge, des Bewehrungsgehaltes oder der Lastausmitte ist deutlich zu erkennen.

In einem ersten Schritt wurde versucht, eine äquivalente Querschnittstragfähigkeit zu finden. Die Bilder 20 und 21 zeigen beispielhaft die Interaktionslinie von vierseitig beflamten Rechteckquerschnitten

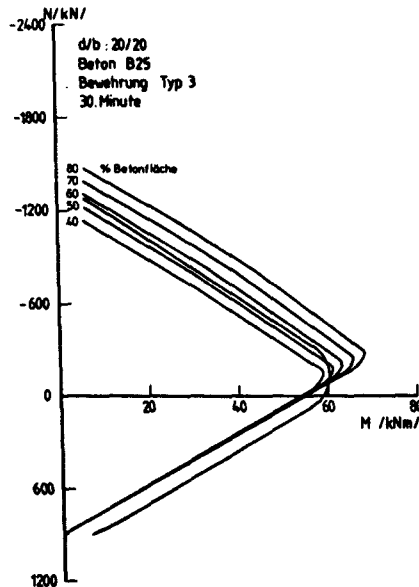


Bild 20 : Vergleich der Interaktionslinien

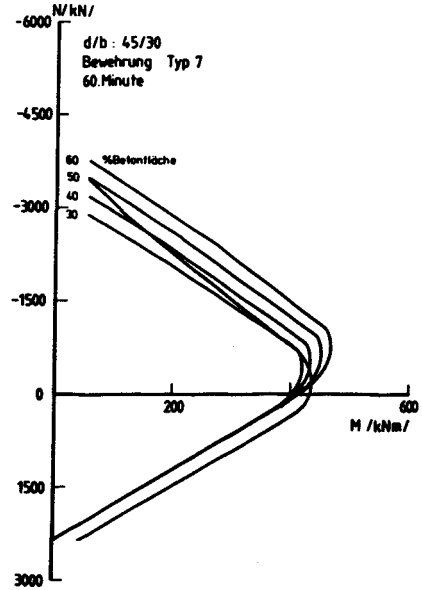
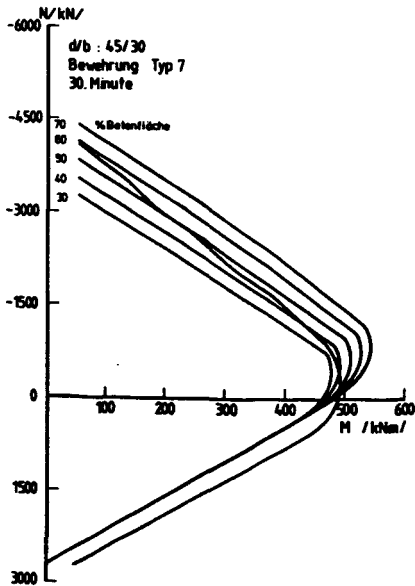
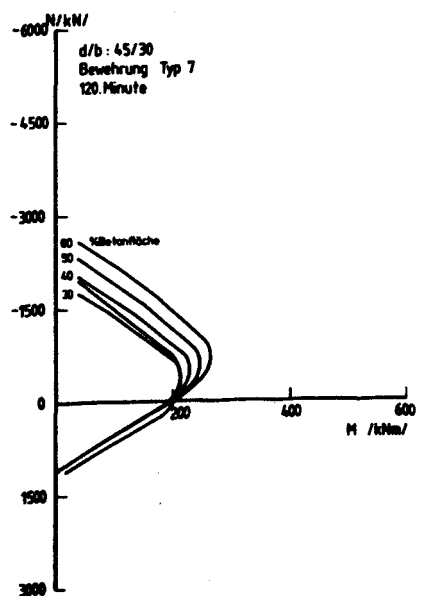
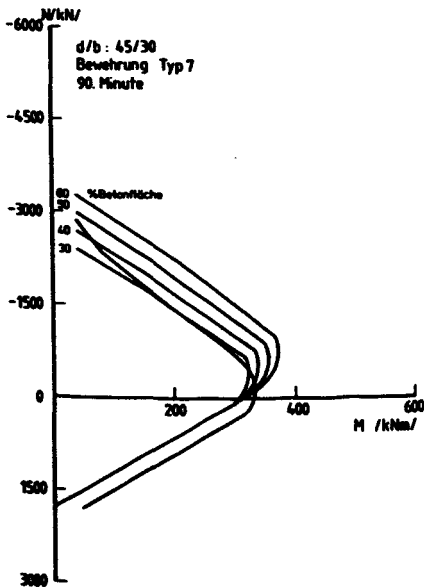


Bild 21.1 - 21.4 : Vergleich der Interaktionslinien für
30, 60, 90 und 120 Minuten Branddauer



im Vergleich zu den nach Abschnitt 2.3 reduzierten Flächen. Es zeigt sich z.T. eine gute Übereinstimmung der Tragfähigkeiten (Bild 20), bei höheren Bewehrungsgehalten ist die Tendenz generell wie in Bild 21, hier ist die erforderliche Reduktion von der jeweiligen Beanspruchungskombination abhängig. Für das in Bild 21 aufgeführte Beispiel bedeutet der Unterschied zwischen 40 und 60 Prozent Betonfläche einen Abzug von $b = 4.0$ bzw. 6.5 cm. In diesen Fällen wurde für die weitere Darstellung von einem Mittelwert ausgegangen.

Bild 22 zeigt den Einfluß des Bewehrungsgehaltes auf die erforderliche Querschnittsabminderung. Bei dem starken Abfall der Stahlfestigkeiten oberhalb 400°C - hier je nach Anordnung der Bewehrung nach 65 bis 80 Minuten - zeigt sich eine entsprechende Auswirkung auf die ermittelte Restfläche.

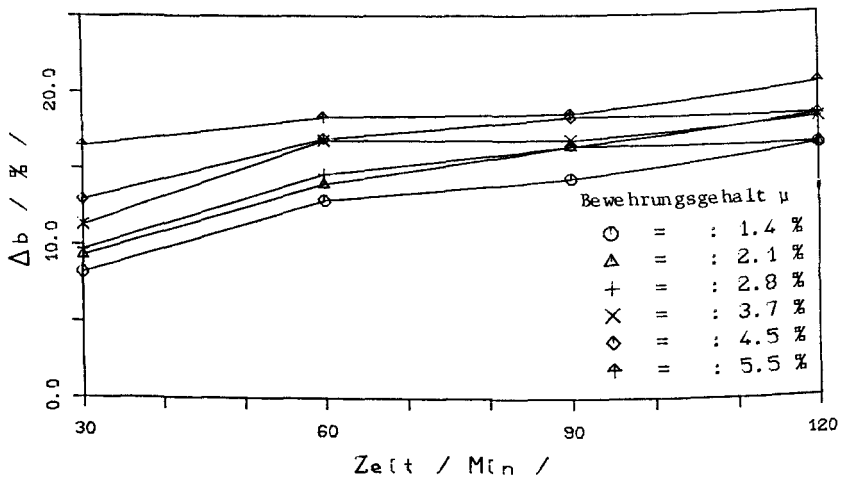


Bild 22 : Erforderliche Reduktion Δb , $b = 30$ cm, $d / b = 1$
B25, BSt 420/500

In Bild 23 und 24 ist für eine Querschnittsbreite von 30 cm und verschiedene Höhen d sowie Beflammungsdauern der jeweils erforderliche Abzug dargestellt.

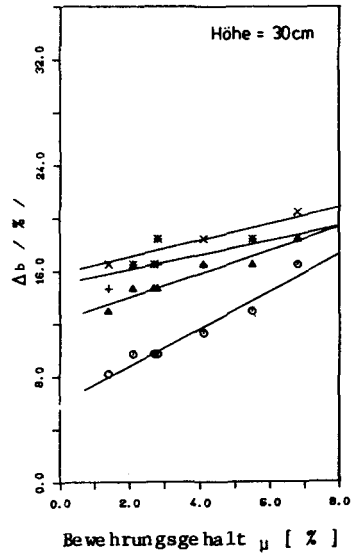
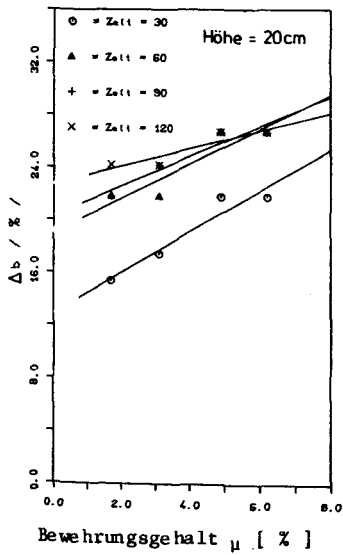
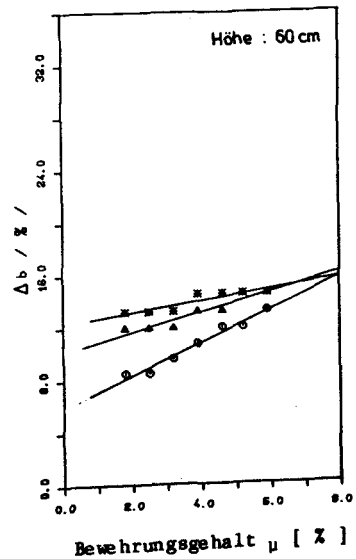
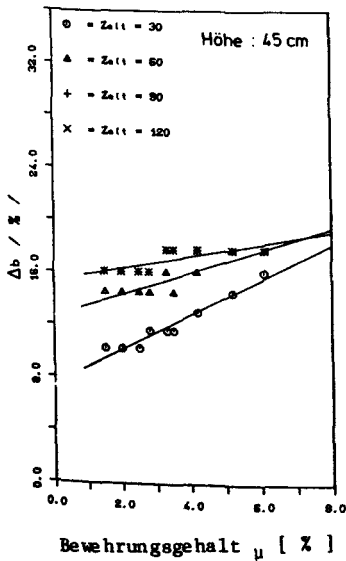


Bild 23.1 - 23.4 : Erforderliche Querschnittsverminderung Δb
Breite 30 cm, B25, BSt 420 / 500



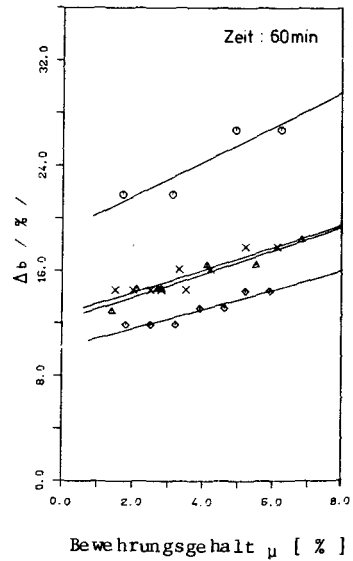
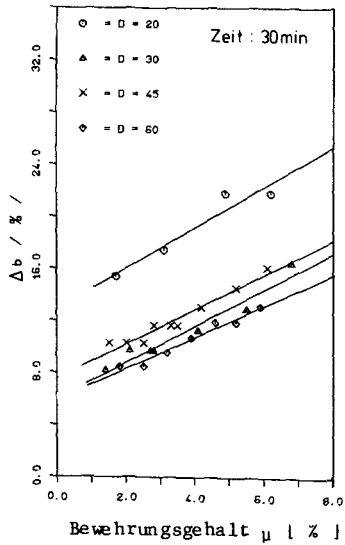
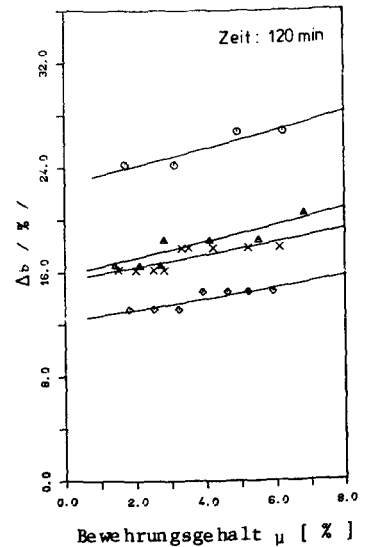
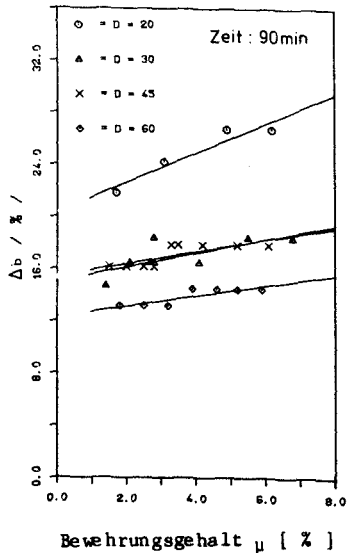


Bild 24.1 - 24.4 : Erforderliche Querschnittsverminderung Δb
Breite 30 cm, B25, Bst 420 / 500



Für die Berechnung wurden variiert :

- die Querschnittsbreite $b = 20, 24, 30 \text{ cm}$
- das Seitenverhältnis d / b von $0.5 - 2.0$
- der Bewehrungsgehalt von 1.5 bis 7%
- die Bewehrungsanordnung

Als Betondeckung wurden die nach DIN 1045 jeweils erforderlichen Werte angesetzt.

Es zeigte sich analog zu biegebeanspruchten Bauteilen keine Möglichkeit, den erforderlichen Abzug funktional zu beschreiben. Zusätzlich ergeben sich gravierende Unterschiede in der zugehörigen Steifigkeit, als Folge führt eine Stabberechnung unter Berücksichtigung der Verformungen zu völlig anderen Ergebnissen. Der Ansatz modifizierter Arbeitslinien mit Freigabe der maximalen Dehnung und Veränderung des Elastizitätsmoduls führte nur im Einzelfall zu einer besseren Anpassung an die Verformbarkeit eines temperaturbeanspruchten Querschnitts.

Versuche mit einem Dreizonenmodell - ausfallender äußerer Bereich, abgemindert tragfähige Zwischenzone und voll tragfähiger Kern - brachten wiederum im Einzelfall recht gute Anpassungen. Eine generelle Angabe für die zwei zusätzlichen Parameter Breite der Zwischenzone und Reduktion der dort vorhandenen Betonfestigkeit konnte allerdings nicht gefunden werden.

Schlußfolgerungen

Es hat sich gezeigt, daß mit einer einfachen Reduktion des Betonquerschnitts trotz genauer Erfassung der abgeminderten Stahlspannung keine Abschätzung des Versagenszeitpunktes brandbeanspruchter Bauteile möglich ist. Schon bei nur biegebeanspruchten Bauteilen, bei denen die Verformung unwesentlich ist, kann das komplexe, mehrfach nichtlineare Tragverhalten so nicht angenähert werden. Bei Stützen verhindert die Abweichung bei der Einschätzung der Steifigkeit zusätzlich die Anwendung eines solchen Modells.

Die katalogartige Erfassung, wie in / 25, 26 / ansatzweise dargestellt, müßte sich auf eine gewisse Anzahl standardisierter Querschnitte und Bewehrungsanordnungen beschränken und wäre dadurch nur bedingt anwendbar.

Vereinfachungen der genauen Berechnung sind nur in geringem Umfang und nicht bei normalkraftbeanspruchten Bauteilen möglich. Auch ein Modell mit Berücksichtigung mehrerer, unterschiedlich tragfähiger Zonen - also eine Annäherung an das der genauen Berechnung zugrundeliegende Modell - konnte nur im Einzelfall aufgestellt werden, die dabei gefundene Parameterkombination war nicht verallgemeinerbar.

Literaturverzeichnis

- / 1 / Bongard, W.
Brandschutz im Stahlbau, Stahlbau Handbuch Bd. 1, Köln 1982
- / 2 / ECCS (European Convention for Constructional Steelwork)
Committee T3 - Fire Safety of Steel Structures
Design Manual, Juli 85
- / 3 / Jungbluth, O., Feyereisen, H., Oberegge, O.
Verbundprofilkonstruktionen mit erhöhter Feuerwiderstandsdauer, Bauingenieur 55 (1980)
Bemessungshilfen für Verbundstützen mit definierter Feuerwiderstandsdauer
Abschlußbericht der Studiengesellschaft für die Anwendungstechnik von Eisen und Stahl, Band 1-3, 1985
- / 5 / Wesche, J.
Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand, Dissertation Braunschweig 1985
- / 6 / Klingsch, W.
Traglastberechnung instationär thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung, Dissertation Braunschweig 1976
- / 7 / Haß, R.
Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton, Dissertation Braunschweig 1985
- / 8 / Quast, U., Haß, R., Rudolph, K.
STABA-F : Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984
- / 9 / Walter, R.
Brandversuche an Stahlbetonstützen ohne Längsdehnungsbehinderung
Institutsinterner Arbeitsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Dez. 1977
- / 10 / Becker, Bizri, Bresler
FIRES-T, A Computer Program for the Fire Response of Structures, Thermal
Rpt UCB FRG 74-1, Fire Research Group, Berkeley, 1974
- / 11 / Wickström, U.
TASEF-2, A Computer Program for Temperature Analysis of Structures Exposed to Fire
Lund Institut for Technologie, Report 79-2
- / 12 / Richter, E.
Vereinfachte Baustoffgesetze in Form von temperaturabhängigen Spannungs/Dehnungs-Beziehungen, in :
Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen - Abschlußkolloquium Braunschweig, März 1987
- / 13 / Kordina, K., Meyer-Ottens, C.
Beton-Brandschutz-Handbuch, Düsseldorf 1981
- / 14 / CEB (Comite Euro-International du Beton)
Design of Concrete Structures for Fire Resistance
Bulletin d'information No. 145, Paris, Januar 1982

- / 15 / CSTB (Centre Scientifique et Technique du Batiment)
Methode de prevision par le calcul du comportement au feu des
structures en beton
Document Technique Unifie, Paris, April 1980
- / 16 / Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen -
Arbeitsbericht 1981 - 1983, Braunschweig, Mai 1983
- / 17 / DIN 1045 : Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung
Fassung Dezember 1978
- / 18 / Hertz, K.
Design of fire exposed concrete structures
Institute of Building Design, Report No. 160, Lyngby 1981
- / 19 / Hertz, K.
Analysis of prestressed concrete structures exposed to fire
Institute of Building Design, Report No. 174, Lyngby 1985
- / 20 / Hertz, K.
Stress distribution faktors
Institute of Building Design, Report No. 158, Lyngby 1981
- / 21 / Quast, U.
PBMQ : Querschnittsuntersuchungen, Source code 1984
- / 22 / DIN 4102 : Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen
Teil 4, Ausgabe März 1981
- / 23 / Kordina, K., Ehm, H., v. Postel, R.
Erwärmungsvorgänge an balkenartigen Stahlbetonbauteilen unter
Brandbeanspruchung, Heft 230 d. DAfStb, Berlin 1975
- / 24 / Henke, V.
Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbeton-
stützen unter genormter Brandbeanspruchung
Dissertation, Braunschweig 1980
- / 25 / Klingsch, W., Henke, V.
Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen
Mitteilung 78/6-1 des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der TU Braunschweig, 1978
- / 26 / Haksever, At.
Stützenatlas im Brandfall
unveröff. Bericht, TU Braunschweig 1978

Sonderforschungsbereich 148

- Brandverhalten von Bauteilen -

Projektbereich D - Sicherheit

Teilprojekt D1 - Sicherheitstheoretische Untersuchungen
zur Versagenswahrscheinlichkeit von
brandbeanspruchten Bauteilen bzw. Bau-
werksabschnitten

Beteiligte Wissenschaftler:

Dr.-Ing. V. Henke

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Arbeitsbericht für den Zeitraum 1984 - 1986

Bezug: Förderungsantrag 1974, Seiten 135 - 144
1977, Seiten 205 - 214
1980, Seiten 221 - 230
1983, Seiten 207 - 221

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Allgemeines	D1 - 2
2 Probabilistische Grundlagen	D1 - 3
3 Bauteiluntersuchungen	D1 - 4
3.1 Stahlbetonstützen	D1 - 4
3.2 Brettschichtverleimte Holzstützen	D1 - 6
3.3 Bekleidete Stahlstützen	D1 - 9
4 Zusammenfassung	D1 - 12

VERGLEICHENDE UNTERSUCHUNGEN ZUR VERSAGENSWAHRSCHEINLICHKEIT VON BAUTEILEN UNTER BRANDEINWIRKUNG - STÜTZEN

1 Allgemeines

Mit der Entwicklung von numerisch anwendbaren probabilistischen Berechnungsmethoden und der gleichzeitigen Erarbeitung der Berechnungsgrundlagen thermisch beanspruchter Bauteile im Rahmen der Arbeiten des SFB 148 besteht nunmehr auch für Bauteile unter Brandeinwirkung die Möglichkeit, Aussagen über das derzeit vorhandene Sicherheitsniveau zu treffen. Der Zweck dieser Arbeiten ist einerseits in der Auffindung von eventuell vorhandenen baustoff- oder bauartspezifischen Sicherheitsdefiziten, andererseits auch in vergleichenden Untersuchungen zum Sicherheitsniveau von Bauteilen unter Benutzung unterschiedlicher Baustoffe zu sehen.

Bei der Berücksichtigung einer entsprechenden Anzahl von Basisvariablen und wegen der bei einer probabilistischen Berechnung notwendigen iterativen Berechnungsmethoden ergibt sich ein Vielfaches des "normalen" Berechnungsaufwandes für das Einzelbauteil. Dies resultiert in der Notwendigkeit, daß das verwendete mechanische Berechnungsmodell einerseits in der Lage sein muß, das Bauteilverhalten unter Brandeinwirkung ausreichend genau zu erfassen, andererseits jedoch die Berechnung innerhalb der zur Verfügung stehenden Rechenzeit und -kapazität ermöglichen muß. Aus diesem Grund wurde es zumindest für Stahl- und Stahlbetonbauteile notwendig, spezielle, auf die zuvor angegebenen Bedürfnisse abgestellten Berechnungsmodelle zu erstellen, wohingegen für Holzbauteile ein ausreichend vereinfachtes Berechnungsmodell zur Verfügung steht.

Der vorliegende Arbeitsbericht gibt einige grundsätzliche, im Rahmen des Teilprojektes D1 gewonnene Erkenntnisse wie-

der. Auf eine detaillierte Darstellung der erarbeiteten Resultate soll auch für die letzte Forderungsperiode verzichtet werden, da der Abschlußbericht /1/ zwischenzeitlich vorliegt.

2 Probabilistische Grundlagen

Die im folgenden wiedergegebenen Berechnungsergebnisse wurden mit Hilfe der sogenannten Zuverlässigkeitstheorie I. Ordnung ermittelt. Dies bedeutet, daß die berücksichtigten Basisvariablen ausreichend genau durch eine Gauss'sche Normalverteilung (Kenngrößen Mittelwert \bar{x} und Standardabweichung σ_x) beschrieben werden und so in geeigneter Weise normalisiert sowie standardisiert werden können. Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt dann durch die Suche des kleinsten Abstandes β der Grenzzustandsfunktion $G(\underline{X})$ vom Koordinatenursprung, welcher als ein Maß für die Versagenswahrscheinlichkeit interpretiert werden kann. Dabei beinhaltet der Vektor \underline{X} die Basisvariablen X , wobei nicht normal verteilte Variablen entsprechend in normalverteilte umgerechnet werden. Ohne an dieser Stelle auf die weiteren Zusammenhänge eingehen zu wollen, ergibt sich zur Berechnung des Bemessungspunktes x^* der grundlegende Zusammenhang

$$x^* = \bar{x} - \alpha \cdot \beta \cdot \sigma_x;$$

über den β -Wert wird mittels der standardisierten Normalverteilung die Versagenswahrscheinlichkeit p_f über den Zusammenhang

$$p_f = \Phi(-\beta)$$

bestimmt. Die o. a. α -Werte werden oft als Sensitivitätsbeiwerte bezeichnet, repräsentieren als die Empfindlichkeit des Systems gegenüber einer Basisvariablen.

3 Bauteiluntersuchungen

Im folgenden sollen beispielhaft einige Ergebnisse von Untersuchungen an Stahlbeton-, Stahl- und Holzstützen unter genormter Brandeinwirkung (ETK) wiedergegeben werden. Auf die Erläuterung der dazugehörigen mechanischen Modelle und die mit diesen Modellen erreichte Genauigkeit bei der Versuchsnachrechnung soll, wie schon erwähnt, an dieser Stelle nicht eingegangen werden; hier muß auf die Erläuterungen im Abschlußbericht /1/ verwiesen werden.

3.1 Stahlbetonstützen

Die Abbildung 1 zeigt die berechneten β -Werte für eine Stahlbetonstütze mit den in Bild 1 angegebenen Parametern und den auf der folgenden Seite zusammengestellten Basisvariablen.

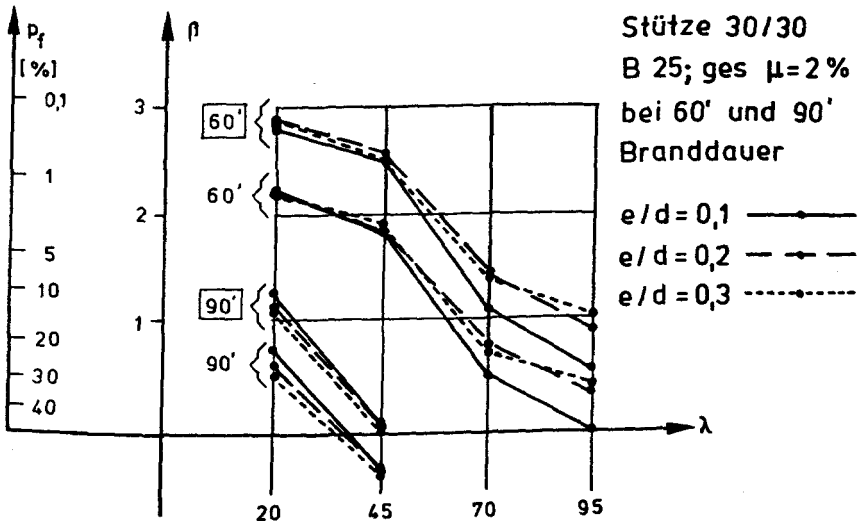


Bild 1: β -Werte einer Stahlbetonstütze für verschiedene Schlankheitsgrade und Belastungsannahmen

Dabei wurden die folgenden Basisvariablen berücksichtigt:

1. Auflast (Verhältnis $g/p = 0,8/0,2$ und $g/p = 0,7/0,3$ mit unterschiedlichen Verteilungsannahmen bezüglich g und p)
2. Rechenwert der Betondruckfestigkeit β_R
3. Stahlstreckgrenze β_S
4. Querschnittsbreite b
5. Querschnittsdicke d
6. Bewehrungslage Zugrand x_Z
7. Bewehrungslage Druckrand x_D
8. Temperaturabhängige Fließgrenze des Betonstahles z_1
9. Temperaturleitfähigkeit α des Betons z_2

Bezüglich der Auswahl aller berücksichtigten Basisvariablen und deren Verteilungsparameter muß auf die Angaben im Abschlußbericht /1/ verwiesen werden.

Ohne auf die erreichte und eventuell erforderliche Höhe des rechnerischen β -Wertes eingehen zu wollen, ergibt sich, wie aus Bild 1 zu ersehen, für die angegebene Stahlbetonstütze kein einheitliches Sicherheitsniveau, wie dies eigentlich anzustreben wäre, sondern es findet eine schlankheitsabhängige Verminderung des β -Wertes statt. Dieses Ergebnis wurde bei allen untersuchten Stahlbetonstützen erzielt.

Im folgenden Bild 2 sind die prozentualen Anteile der berücksichtigten Basisvariablen 2. bis 9. an der Gesamtstreuung der Traglast aufgetragen.

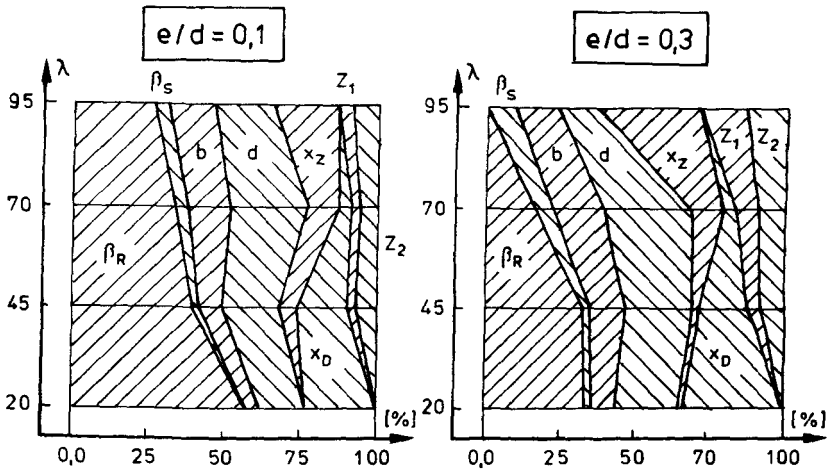


Bild 2: Prozentuale Anteile der Basisvariablen an der Gesamtstreuung der Stützentraglast

Wie aus Bild 2 zu ersehen, verändern sich die prozentualen Anteile in Abhängigkeit der Schlankheit und der Lastausmitte e/d ; so beträgt zum Beispiel der Anteil der Betondruckfestigkeit bei $\lambda = 20$ und $e/d = 0,1$ ca. 50 %, wohingegen dieser Anteil bei $\lambda = 95$ und $e/d = 0,3$ auf praktisch 0 % zurückgeht. Dies verdeutlicht z. B. die Problematik von globalen baustoffbezogenen Teilsicherheitsfaktoren, die, wenn nicht auf die maßgebenden Basisvariablen angewendet, im Extremfall praktisch wirkungslos bleiben können.

3.2 Brettschichtverleimte Holzstützen

Als Beispiel für die durchgeführten Untersuchungen an Holzbauteilen sollen an dieser Stelle einige Ergebnisse von brettschichtverleimten Holzstützen mitgeteilt werden. Das zur Zeit verwendete mechanische Modell zur Berechnung von tragenden Holzbauteilen unter Brandeinwirkung ist relativ

einfach, da der Einfluß der Brandeinwirkung im wesentlichen über eine Abbrandfunktion gesteuert wird. Trotzdem lassen sich mit diesem einfachen Rechenmodell sehr gute Übereinstimmungen der rechnerischen Feuerwiderstandsdauern oder Traglasten mit den Versuchsergebnissen erzielen (vgl. hierzu Abschlußbericht /1/).

Unter Berücksichtigung der wesentlichen Basisvariablen

1. Eigengewichtsanteil an der Gesamtbelastung g (Verhältnis
2. Verkehrslastanteil an der Gesamtbelastung p $g/p=0,5/0,5$)
3. Elastizitätsmodul des Holzes E
4. Quetschgrenze des Holzes σ_D
5. Abbrandrate w

wurden die in der nachfolgenden Tabelle 1 zusammengestellten rechnerischen β -Werte ermittelt.

$\sigma_{ D}$ [N/mm ²]	s_K [m]	--- F30-B ---			--- F60-B ---		
		d [cm]	b [cm]	β -Wert	d [cm]	b [cm]	β -Wert
11	2	16	16	1,78	24	24	1,62
	2	14	28	1,64	22	44	2,20
	5	18,4	18,4	0,98	30	30	1,51
	5	16,4	32,8	1,10	27,4	54,8	1,65
5	2	12	12	1,08	18	18	0,64
	2	12	24	2,51	17	34	1,82
	5	13,2	13,2	1,10	21	21	0,50
	5	12,6	25,2	1,96	19,4	38,8	1,11

Tabelle 1: β -Werte für ungeschützte brett-schichtverleimte Holzstützen

Dabei entsprechen die zur Knicklänge s_K und der spannungs-
mäßigen Ausnutzung zugehörigen Querschnitte den nach DIN
4102 für die jeweilige Feuerwiderstandsklasse zulässigen
Mindestabmessungen.

Wie aus der Tabelle 1 zu ersehen, schwanken die rechneri-
schen β -Werte in diesem Fall zwischen 0,5 und 2,2. Somit
ergibt sich mit den anzusetzenden Mindestquerschnittswerten
kein einheitliches Sicherheitsniveau, wie dies bei
Verwendung von tabellarischen Werten anzustreben wäre. Mit
den hier geschaffenen Grundlagen steht jedoch eine Berech-
nungsmöglichkeit zur Verfügung, zukünftig solche tabella-
rischen Werte auf ein einheitliches Sicherheitsniveau ab-
zustimmen.

Wie im unteren Bild 3 sind zur Veranschaulichung des Ein-
flusses der angesetzten Basisvariablen die Einzelanteile
an der Gesamtstreuung der Sicherheitszone für eine Holz-
stütze mit einem Rechteckquerschnitt $b/d = 18/18$ cm, einer
Knicklänge $s_K = 2,0$ m sowie einer Brandeinwirkungsdauer
von 10 min bis 60 min aufgetragen.

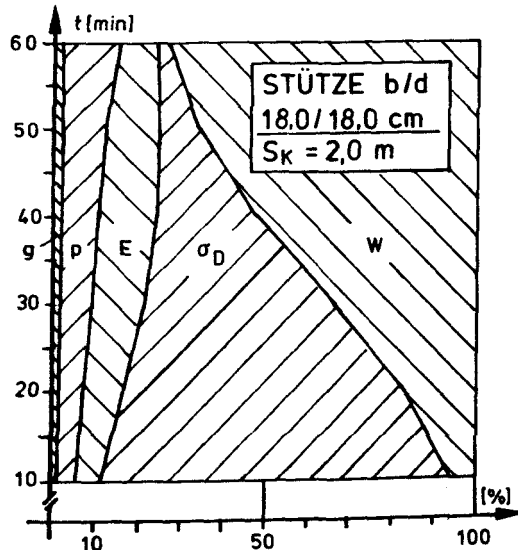


Bild 3: Prozentuale Anteile der Basisvariablen an der Ge-
samtstreuung der Sicherheitszone

Wie aus Bild 3 zu ersehen, dominiert in diesem Fall bei kurzen Brandeinwirkungsauern die Quetschgrenze des Holzes; mit fortschreitender Brandeinwirkungsauer wird jedoch der immer dominierende Einfluß der Abbrandrate ersichtlich. Diese Aussage trifft auf alle untersuchten Stützenquerschnitte zu.

3.3 Bekleidete Stahlstützen

Ebenso wie bei den Stahlbetonbauteilen erfordern bekleidete und unbekleidete Stahlbauteile einen gegenüber Holzbauteilen wesentlich erhöhten Berechnungsaufwand, wenn auch die Berechnung der Stahltemperatur bei den im allgemeinen verwendeten Berechnungsmodellen wesentlich einfacher erfolgen kann. Mit dem für die durchgeführten Untersuchungen entwickelten Modell lassen sich bei der Versuchsnachrechnung zufriedenstellende Ergebnisse erzielen /1/.

Beispielhaft sollen hier die Ergebnisse für eine kastenförmig umkleidete Stahlstütze IPB 220 (HE-B 220) wiedergegeben werden. Dabei wurden folgende Basisvariablen mit in die Betrachtung einbezogen:

1. Eigengewichtsanteil an der Gesamtbelastung g (Verhältnis
2. Verkehrslastanteil an der Gesamtbelastung p $g/p=0,5/0,5$)
3. Wärmeleitfähigkeit des Isolierungsmaterials λ_i
4. Stahlstreckgrenze β_s
5. Flanschdicke t_F
6. Dicke der Bekleidung d_i
7. Brandraumtemperatur T_{BR}

Die Ergebnisse der Berechnung mit den oben angegebenen Basisvariablen sind in Bild 4 für den Schlankheitsbereich $\lambda = 25$ bis 150 , $e/d = 0,0$ und $0,3$ sowie für die jeweiligen Feuerwiderstandsklassen laut Zulassung des Isolierungsmaterials notwendigen Isolierungsdicken aufgetragen.

Bei der Interpretation von Bild 4 ist zu beachten, daß der relativ große Sicherheitsabstand zwischen F30 und F60 aus der laut Zulassung für F30 geforderten Mindestisolierungsdicke von 1,5 cm herrührt. Ansonsten zeigen die Ergebnisse einen ziemlich gleichmäßigen Verlauf, wobei jedoch ein weiterer leichter Sicherheitsabfall mit steigender Brandeinwirkungsdauer zu beobachten ist. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß bezüglich der erforderlichen Mindestisolierungsdicke zur jeweiligen lieferbaren Plattenstärke aufgerundet wurde.

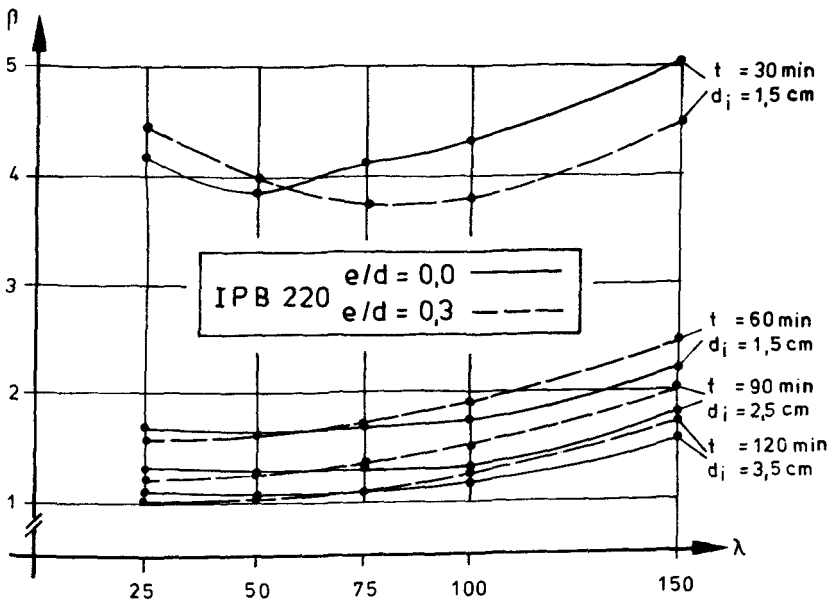


Bild 4: β -Werte für eine isolierte Stahlstütze

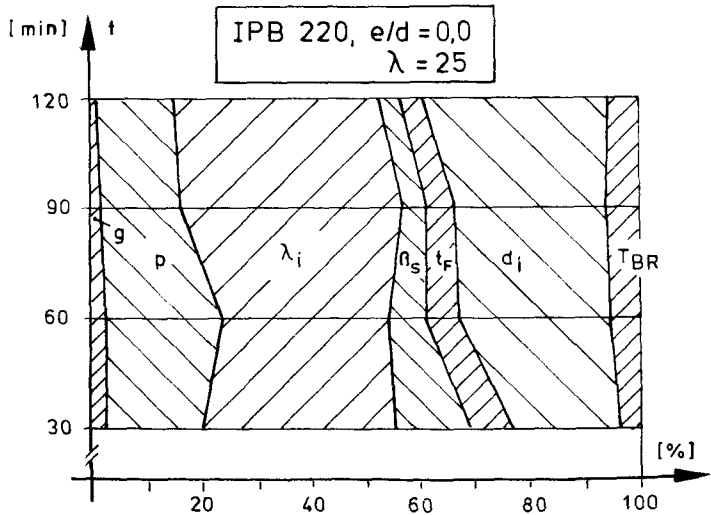


Bild 5: Prozentuale Anteile der Basisvariablen an der Gesamtstreuung der Sicherheitszone

Im Bild 5 sind in Analogie zu den vorausgegangenen Untersuchungen noch einmal die Anteile der Basisvariablen an der Gesamtstreuung der Sicherheitszone für dieses Beispiel aufgetragen. Da die Ergebnisse aller untersuchten Stützenquerschnitte ähnlich aussehen, kann die Darstellung auf dieses Bild beschränkt werden.

Im Gegensatz zu den Ergebnissen bei Stahlbeton- und Holzbauteilen, wo eine Basisvariable je nach Parameterkonstellation einen dominierenden Einfluß ausüben kann, ergibt sich für Stahlbauteile ein einheitlicheres Bild. In diesem Fall tragen die Basisvariablen p , λ_i und d_i zu etwa gleichen Teilen von ca. 20 - 25 % zur Gesamtstreuung bei, wohingegen sich der verbleibende Rest auf die anderen Basisvariablen aufteilt.

4 Zusammenfassung

Die durchgeführten Untersuchungen, von denen hier nur ein kleiner Ausschnitt wiedergegeben werden konnte, haben gezeigt, daß es mit den zur Verfügung stehenden probabilistischen Berechnungsmethoden und bei entsprechender Aufbereitung der mechanischen Modelle sehr gut möglich ist, Bauteiluntersuchungen zur Bestimmung des vorhandenen Sicherheitsniveaus oder von eventuellen Sicherheitsdefiziten durchzuführen. Es soll jedoch an dieser Stelle noch einmal darauf hingewiesen werden, daß die vorgelegten Ergebnisse bezüglich der Höhe des ausgewiesenen Sicherheitsniveaus nicht als absolut verstanden werden sollten, da gewisse Verteilungsannahmen oder z. B. die Aufteilung der einwirkenden Belastung in Verkehrslast- und Eigengewichtsanteile das ausgewiesene Sicherheitsniveau durchaus verändern können.

Literatur:

- /1/ Henke, V.: Abschlußbericht zum Teilprojekt D1 "Sicherheitstheoretische Untersuchungen zur Versagenswahrscheinlichkeit von brandbeanspruchten Bauteilen", Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen -, Technische Universität Braunschweig, 1987.